

1. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU



BİLDİRİLER

13-15 EKİM 1986
ANKARA

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ

**1. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ
SEMPOZYUMU**

*First National Rock
Mechanics Symposium*

13-15 EKİM/October 1986

PROCEEDINGS

Editörler/Editors

Mehmet Ali HİNDİSTAN

Hüsnü AKSOY

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ

Turkish National Society for Rock Mechanics

Bu bildiri kitabının yayın hakkı
Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği'nindir.
Bu kitapta yayınlanan bildirilerin aynen
yayınlanması yazarından yazılı izin almak
koşulu ile mümkündür. Alıntı için kaynak
göstermek yeterlidir. Bu kitapta yer
alan bildiriler sadece şekil açısından
incelenmiş olup, içeriklerinin tüm
sorumluluğu yazarlarına aittir.

Baskı ve Cilt:

ODTÜ Mühendislik Fakültesi Baskı İşliğı
ANKARA, 1986

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ

YÖNETİM KURULU

Başkan : Erdoğan YÜZER (İTÜ) Hüsnü AKSOY (HÜ)
2.Başkan: Abdurrahim ÖZGENOĞLU (ODTÜ) Gürel ŞENYUR (HÜ)
Sekreter: K.Ercin KASAPÖĞLU (HÜ) Nihat APAYDIN (MTA)
Sayman : A.Mesut ÇETİNÇELİK (DSİ)
Üye : Seyfi KULAKSIZ (HÜ)

DENETLEME KURULU

1.ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU

ONURSAL BAŞKAN

Tacettin ATAMAN

DÜZENLEME KURULU

Başkan : Erdoğan YÜZER (İTÜ)
Başkan Yrd.: Hüseyin ERDOĞAN (DSİ)
A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU (ODTÜ)
Üyeler : Ergin ARIÖĞLU (İTÜ)
Refik BİLALOĞLU (DSİ)
Hüsamettin GÜZ
Saim KALE (SİAL)
Celal KARPUZ (ODTÜ)
Mahir VARDAR (İTÜ)
Yüksel SEZGİNER (TEMEL SU)

YÜRÜTME KURULU

Başkan: K.Erçin KASAPOĞLU (HÜ)
Üyeler: Hüsnü AKSOY (HÜ)
A.Mesut ÇETİNÇELİK (DSİ)
M.Ali HİNDİSTAN (ODTÜ)
Celal KARPUZ (ODTÜ)
Reşat ULUSAY (MTA)

BİLİMSEL KURUL

Başkan: Tacettin ATAMAN
Üyeler: Altay BİRAND (ODTÜ)
Turan DURGUNOĞLU (BÜ)
Kemal ERGUVANLI (İTÜ)
Okay EROSKAY (İÜ)
Hüsamettin GÜZ
Vahit KUMBASAR (İTÜ)
Akın ÖNALP (İTÜ)
Yüksel TAN (EİEİ)
İsmail TANRIVERDİ (DSİ)
Fikret TARHAN (KÜ)
Ergün TOĞROL (BÜ)

İÇİNDEKİLER

CONTENT

Sayfa No.

1. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumunu Gerçekleştirirken...	1
Erdoğan YÜZER	
2. İstanbul Hafif Metro Sistemi	9
<i>Light Rapid Transit System of İstanbul</i>	
Ersin ARIÖĞLU, Köksal ANADOL, M.Seçil UZUNER	
3. Yeraltı Açıklıklarında Düzlemsel Kemer Yapısı ve Özellikleri	19
<i>Linear Arch Structure in Underground Openings</i>	
Mehmet DOKTAN, Andrew SZEKİ	
4. Yeraltı Açıklıklarının Yüzeyinde Oluşan Gerilmelerin Hesaplanması İçin Bazı Pratik Yaklaşımlar	33
<i>Some Practical Approaches for Calculation of Stresses Occuring on the Surface of Underground Openings</i>	
Hasan GERÇEK	
5. Elmadag Demiryolu Tünelinde Jeolojik Problemler ve Tünele Gelen Jeolojik Yüklerin Hesabı	61
<i>Geological Problems in the Railway Tunnel of Elmadag and Calculation of Geostatic Effecting to the Tunnel</i>	
Ali UYAR	
6. Dolmabahçe Ön Arıtma Tesisi ve Pompa İstasyonunun Bir Yeraltı Kaya Yapısı Olarak Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği Açısından İncelenmesi	97
<i>Engineering Geology and Rock Mechanics Investigation of Dolmabahçe Pre-purification Plant and Pumping Station as an Underground Rock Structure</i>	
Mahir VARDAR, V.YAVUZ	
7. Kayaların Patlatılabilirlikleri ve Delinebilirlikleri Üzerine Bir Çalışma	113
<i>An Investigation Into the Blastability and Drillability of Rocks and Ores</i>	
H. Aydın BİLGİN, A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU	
8. Kayaçların ve Kömür Damarlarının Bazı Mekanik Özelliklerinin Belirlenmesinde Kullanılan Dolaylı Yöntemlerin Değerlendirilmesi	127
<i>Evaluation of the Indirect Methods Used in Determination of Some Mechanical Properties of Rocks Coal Seams</i>	
Nuh BİLGİN, Kourosh SHAHRIAR	
9. Ankara Andezitlerinin Geo-Mühendislik Özellikleri	139
<i>Geo-Engineering Properties of Ankara Andesites</i>	
K.Erçin KASAPOĞLU	
10. Sır ve Düzkesme (K.Maraş) Baraj Yerlerinde Yapılan Büyük Yassı Veren Deneyleri	171
<i>Large Flat Jack Tests Performed at Sır and Düzkesme (K.Maraş) Dam Sites</i>	
Abdurrahim ÖZGENOĞLU, A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU, Celal KARPUZ, Aydın BİLGİN, Hüseyin ERDOĞAN	
11. Kohezyonsuz Granüler Malzemelerin Tek Eksenli Sıkışması . . .	191
<i>The One-Dimensional Compression of Cohesionless Granular Materials</i>	
Gürel ŞENYUR, Tacettin ATAMAN	
12. Kayada Ankraj Kazıkları	211
<i>Socket Piles in Rocks</i>	
Turan DURGUNOĞLU	

13. Dolgu Tipi Barajlarda Deprem Tesirinin Hesabı	227
<i>To Find Out the Earthquake Effects to the Fill Type Dams</i>	
Yılmaz KARATABAN	
14. Akkuyu Nükleer Santral Sahasında Temel ve Şev Stabilitesine Dönük Kaya Mekaniği Çalışmaları	267
<i>Rock Foundation and Slope Stability Investigations at Akkuyu Nuclear Power Plant Site</i>	
A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU, Celal KARPUZ, Erdal ÜNAL, Abdurrahim ÖZGENOĞLU, Güner AKÇORA	
15. İstanbul'da Şehir İçerisinde Yapılan Derin Kazılar	283
<i>Deep Excavations in the City of İstanbul</i>	
Ahmet SAĞLAMER	
16. Evaporitli Kayaçlardaki Sorunlu Projelerden Örnekler ve Uygulama İlkeleri	289
<i>Examples From Problematic Projects in Evaporitic Rocks and Application Principles</i>	
Mahir VARDAR, E. FECKER	
17. Uzun Ayak Üretim Yönteminde Tavan Tabakalarının İlk Kırılma Mesafesinin Analitik Olarak Hesaplanması	311
<i>Analytical Calculation of First Caving Roof Span in Longwall Production Method</i>	
Ergin ARIÖĞLU	
18. Tunçbilek Kömür İşletmesi "Beye" Sahasının Riperlenebilme Koşullarının İncelenmesi	331
<i>The Investigation of Rippeability of Rocks in Beye Field of Tunçbilek Lignite Open Pit</i>	
Seyfi KULAKSIZ	
19. Küre-Aşıköy Yeraltı Ocağı Galerileri İçin Tahkimat Tasarımı	349
<i>Support Design for Galleries At Aşıköy Underground Mine</i>	
A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU, Celal KARPUZ, Erdal ÜNAL	
20. Yeraltı Maden İşletme Yöntemi Seçiminde ve Tasarımında Kaya Mekaniğinin Rolü	377
<i>Rock Mechanics in the Selection and Design of Underground Mining Method, State of Art</i>	
A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU, Levent TUTLUOĞLU	
21. Basıncılı Su Yardımıyla Mekanik Kaya Kesme	393
<i>Mechanical Rock Cutting With High Pressure Water Jets</i>	
Levent TUTLUOĞLU	
22. Mermerin Kayma Direnci Üzerine Bir İnceleme	411
<i>A Study on the Shear Strength of Marble</i>	
Akın ÖNALP	
23. Sonlu Elemanlar Yönteminin Madencilikte Uygulaması	429
<i>Application of Finite Element Method in Mining</i>	
Güner ÖNCE	
24. Suyun Devrilme Türü Şev Yenilmesine Olan Etkisi ve Tasarım Nomogramlarının Geliştirilmesi	443
<i>Effect of Water on Toppling and Construction of Design Charts</i>	
Abdurrahim ÖZGENOĞLU, A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU, M.Ali HİNDİSTAN	
25. Kışlaköy(Elbistan-K.Maraş) İşletmesi Batı Şevinin Stabilitesi	467
<i>Stability of the West Slope of Kışlaköy(Elbistan-K.Maraş) Open Pit</i>	
Reşat ULUSAY, Selahattin KOÇAK, Şakir SELÇUK, M.Halis İDER	

I. ULUSAL KAYA MEKANIĞI SEMPOZYUMUNU

GERÇEKLEŞTİRİRKEN...

Erdoğan YÜZER*

1. Giriş

Ülkemizde, uzun yıllardır özlemi duyulan kaya mekaniği ile ilgili bir bilimsel toplantıyı gerçekleştirmenin kıvancını sizlerle paylaştığımız günlere gelebildik nihayet... Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneğinin Şubat 1985'de Ankarada yapılan Yönetim Kurulu toplantısında, Türkiyede kaya mekaniği ve ilgili alanlarda uğraşanları bilimsel bir çatı altında bir araya getirme konusu görüşülmüş ve 1986 Ekim ayında "I. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu"nun seçilen "Ankara Komitesi"ne ilk girişimleri başlatması görev olarak verilmişti. İşte aradan geçen bir buçuk yıl içinde önemli bir bölümün bu kitapta toplanan bildirilerin oluşturduğu bu sempozyum gerçekleşti.. Bu sempozyumla birlikte Türkiyede "Jeoteknik" alanında çalışan değişik meslek sahipleri aynı konuyu tartışmak üzere ilk kez biraraya geldiler.

Yaşadığımız yüzyılın son yarısında, kuramsal ve uygulamalı bilim dalları arasındaki ilişkiler sıklaşmış ve sağlıklı kararlara ancak birkaç bilim dalını ilgilendiren ortaklaşa çalışmalar, başka bir deyişle "Disiplinlerarası Çalışmalar"la ulaşılabileceği anlaşılmıştır. Bu tür çalışma konularına en iyi örneklerden biri de "Kaya Mekaniği" dir.

Aşağıda, insanın tarih boyunca taş ve kaya ile olan ilişkisine değindikten sonra, günümüze gelinceye kadar kaya mekaniğinde görülen gelişmelerin kısaca bir özeti verilecek, bu arada Türkiyede kaya mekaniğinin tarihsel gelişimi üzerinde durulacaktır.

2. Tarih Boyunca İnsan ve Taş-Kaya ilişkisi

Yaşı 4 milyar 600 milyon yıl olarak saptanan dünyamızda ilk insanın yaşamının başlaması bir buçuk milyon yıl kadar gerilere gitmektedir (*Homo Erectus*).

* İTÜ Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, İSTANBUL

Bu ilkel insanın evrimi uzun zaman içinde tamamlanmış ve günümüz insanı yer yüzünde ancak, kırk bin yıl kadar önce yaşamaya başlamıştır. Daha öncelerinin açıkta yaşayan ilkel insanı, bu yıllardan sonra kayaları oyarak mağraya sığınmıştır.

İşte, insanın barınmak için mağarayı, korunmak ve avlanmak için taştan yontulmuş baltayı ve diğer kesici aletleri kullanması ile başlayan insan-taş bütünleşmesi günümüze kadar şekil değiştirerek, ama gittikçe daha da önem kazanarak süregelmiştir. 1 milyon yıl öncesinde yaşayan 450 cm³ beyinli insanın atası taşı çok kaba yontabilirken, evrimle gelişen beyni 1400 cm³'e ulaşınca taşa kendi benliğini aktarmayı başarmış, onun elinde adeta taşa, kayaya can verilmiş, geleceğe mesajlar ulaştırılmıştır. Önceleri sadece avlanmada ve kendini korumada kullanılan yontulmuş sivri taşlar 10.000 bin yıl önce insanın avcılıktan çiftçiliğe geçmesi ile çeşitlenmiştir.

Günümüzden 6.000 bin yıl kadar önce insanın gelecek nesilleri için yaptığı ilk taş anıtlar (megalith) görülmeye başlamıştır. Bu yıllarda dikilen ve uzunlukları 25 m.'ye kadar ulaşan, kaba yontulmuş yekpare anıtlar, o günün insanının da geleceği için bırakabileceği en güvenilir mirası taş olarak seçtiğini göstermektedir.

Neden taş, neden kaya? sorusu üzerinde biraz düşününce, insanın taşı ve kayayı tarih boyunca sağlamlığın, metanetin simgesi olarak değerlendirdiğini görüyoruz. Bu değerlendirmede taşın sert, kayanın sabit ve ağır oluşu, dolayısıyla ile onun bu kuvvet ve güven verici görünüşünden insanın yararlanma isteğini buluyoruz.

Bu sayılan özelliklerden yararlanma zaman içinde çeşitlenmiş, taşı sadece malzeme, kayayı barınma olarak kullanmanın yanısıra onun sihirine, uğruna inanılır olmuştur. Böylelikle taştan bolluk, bereket, mutluluk, sağlık ve daha sonraları da şıklık beklenir olmuş, gelecek umutları taş üzerinde kurulmuştur. İşte uğur taşı, büyü taşı, şifa taşı, tılsım taşı, fal taşı gibi mistik yani ağır basan kavramları ancak böyle açıklayabiliriz. Halen varolan dinlerin tümünde taşa ayrı bir kutsal yer ve önem verilmiş, doğanın bir parçası olan taş ve kaya, onun tüm gizlerini yansıtan bir madde olarak varsayılmıştır.

Kısacası insan, varoluşundan bu yana taşı aramış, bulmuş, kayaya sığınmış, akli ve gücü yettiğinde, işlemiş, kullanmış ve daima ona maddesel değerinin üzerinde bir yer vermiştir. Nitekim sonsuza göçüşünden sonra daha uzun süre anılmasında mezarında bile taşla güvenmesi de insanın taşla duyduğu bağıllığın en belirgin kanıtıdır.

Kayalar içinde bugünkü anlamına yakın kazı işlerinin M.Ö. XVI. yüzyılda Mısırlılarla başladığını görüyoruz. Piramitler ve bunlar altındaki granitler içinde açılmış galeriler bugün de hayranlıkla izlenmektedir. M.Ö. VII. yüzyılda Ege Denizindeki Samos Adasında kazılan 1 km. 'lik su getirme tüneli, türünün bilinen ilk örneklerindendir.

İnsanın madencilik başlatıldığının ilk ayrıntılı öyküsü Agricola'nın "De Metallica, 1556" isimli kitabında anlatılmaktadır. Nitekim kaya mekaniğine ilişkin ilk bilgiler de madencilik uygulamalarından kaynaklanmaktadır. Kayalar içinde açılan tünellerle ilgili bilgi kaynakları ise ancak bir yüzyıl gerilere kadar gidebilmektedir.

3. Dünyada Kaya Mekaniğinin Doğuşu ve Gelişmesi

Yukarıda da değinildiği gibi insanın güvenerek ilk kullandığı malzeme "Taş" tır. Bu güven sonraları barınak, daha sonra da temel olarak "Kaya" ya da duyulmaya başlamıştır. Geçtiğimiz yüzyıllarda kayaya duyulan güvenin sınırları o kadar genişlemiştir ki, yerüstü ve yeraltı kazıları sırasında "Kaya" ya ulaşmak, ya da kayayı bulmak amaç olmuş, kaya, mekanik davranışını etkileyen özellikleri ölçülmeden bile sağlam varsayılmıştır. İçinde yaşadığımız yüzyılın ortalarına kadar bu güveni sarsacak büyük tehlikeler doğmamış, fakat o sırada, ancak şimdilerde değerlendirebildiğimiz, maliyeti artırıcı aşırı boyutlandırmalara gidilmiştir.

Kayaların aşınma ve ayrışma ürünü olarak tanımlanan, gevşek, çimentosuz ortam, ya da mühendislik tanımı ile "Zemin"e ise 200 yıldan bu yana güven duyulmamış, zeminlerin ancak denenerek, daha sonraları da ölçülerek, temel olma açısından güvenilirlik derecelerinin saptanması yoluna gidilmiştir. Zeminlerin bu özelliği, "Zemin Mekaniği" biliminin çok daha önceleri gelişmesini sağlamıştır (Örneğin A.C. Coulomb Toprak Basıncı Teorisi, 1773). Buna karşılık kaya ortamdaki gerilmelerin özelliklerini inceleyen ilk bilimsel nitelikli çalışma ise, bir yüzyıl sonra ortaya konabilmektedir (Rziha, 1874).

İkinci Dünya Savaşı sonrasında başlayan hızlı endüstrileşme sırasında zemine oranla çok daha heterojen, anizotrop ve süreksiz bir ortam olan "Kaya" ya insan eli ile aktarılan yüklerin miktarı 8-10 kat artmış, kaya içinde açılan boşluk çapları 4-5 kat büyümüştür. Bu sınırlara ulaşıncaya, "Kaya" da denenmeden, ölçülmeden güvenilir bir ortam olma özelliğini yitirmiştir. İşte, kayanın mekanik davranışının denenerek, ölçülerek öğrenilmesi ve yapıların buna göre boyutlandırılmasına gerek duyulması "Kaya Mekaniği" biliminin ortaya çıkmasını sonuçlamıştır.

Kayaların mekanik davranışını belirleyen kuramsal ve uygulamalı, disiplinler arası bir bilim dalı olarak tanımlanan "Kaya Mekaniği"nin gelişimi son 40 yıl içinde olmuştur. 1950'lerden bu yana, matematik ve fizik bilimlerindeki genel gelişme, özellikle gerilme ve deformasyonların "Duyarlı" olarak ölçülmesinin başlaması; başta petrol olmak üzere, az derinden elde edilen madenler yerine gittikçe daha derinlere ulaşılması zorunluğunun doğması; baraj, tünel, yeraltı santral gibi yapılarda boyutların gittikçe artması, askeri amaçlı yapılar ve depolama işlerinin yeraltında yerüstüne oranla daha güvenle yapılır olması, kaya mekaniğinin gelişimini hızlandırmıştır.

Kayalardan alınan örnekler (taşlar) üzerinde bilimsel alandaki ilk çalışmalara, 1908-1911 yılında Griggs ve Von Karman'la başlanmıştır. Bu ilk deneyler, kırılma, kıvrılma gibi doğada izlenen tektonik olayların mekanizmasını araştırma amacını taşımıştır. Yine bu tarihlerde (1910-1912) Leon ve Willheim tarafından kaya ortam içindeki boşlukların çevresindeki gerilme dağılımını ve kırılma mekanizmasını inceleyen laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

Kayalar üzerinde mühendislik amaçlarına dönük laboratuvar ve arazi ölçmelerine ancak 1945'den sonra başlanmıştır (Ros-Eichinger, 1949). Bu tarihten sonra kaya mekaniği ile uğraşan çeşitli disiplinler içinde yetişmiş kişiler, bir araya gelerek örgütlenmeye başlamışlar, kendi meslek görüşlerini bugün ayrı bir "Ekol" olarak değerlendirilen çerçeveler içine oturtmaya çalışmışlardır. Amerikada, Livingston (1945-1952), Avrupada J.Stini (1946-1951) bu türdeki gayret gösterenlerin öncüleri olmuşlardır. Bu gayretlerin sonunda, belirli aralarla tekrarlanan bilimsel toplantılar yapılmaya başlamıştır.

1951 yılında Avrupada (Salzburg), 1956 yılında Amerikada (Colorado) ilk kaya mekaniği kollokyum ve sempozyumları yapılmıştır. Bu bilimsel toplantılar günümüze kadar her yıl tekrarlanmaya gelmiştir. 1985 Ekim ayında artık

gelenekleşen Salzburg "Geomekanik" kollokyumlarının 34.'sü, 1985 Ağustos ayında da Amerikadaki sempozyumların 25.'si yapılmıştır.

Avrupada yapılan kaya mekaniği toplantılarının daha çok jeoteknik, Amerikadakilerin ise madencilik ağırlıklı olması dikkat çekicidir.

1950-60 yılları arasında daha çok ayrı kıtalarda kalan bu gelişmeler, 1962'de L.Müller'in öncülüğü ile "Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği"nin kurulmasından sonra, Uluslararası bir nitelik kazanmıştır. Bu dernek, 1966'dan bu yana, her 4 yılda bir tekrarlanan kongreler, her yıl da sempozyumlar düzenlemektedir. Lizbonda düzenlenen ilk "Uluslararası Kaya Mekaniği Kongresi"nden bu yana 6 büyük kongre yapılmıştır. Kaya mekaniği ile yakından ilgili olan mühendislik jeolojisi ve zemin mekaniği disiplinlerindeki derneklerle birlikte düzenlenen bilimsel toplantıların sayısı ise çok daha fazladır. Örneğin, Uluslararası Kaya Mekaniği Derneğinin, "Kaya Mekaniği Haber Bültenleri"nden edinilen bilgilere göre ve başta baraj ve tüneller olmak üzere yakından ilgili konularda 1982-85 yılları arasında dünyada 80 kadar bilimsel toplantı düzenlenmiştir. Diğer taraftan bu yoğun bilimsel çalışma ve örgütlenme sonucunda çok sayıda kitap ve periyodik de yayınlanmaya başlamıştır.

4. Türkiyede Kaya Mekaniğinin Gelişimi

Dünyadaki bu hızlı gelişme sırasında, Türkiyede de kaya mekaniği ile uğraşan kişi ve kurumlar ortaya çıkmıştır. İlk kaya mekaniği uygulaması baraj yerlerinde, 1962'de EİEİ tarafından hidrolik kriko deneyleri ile başlatılmıştır. 1968 yılında "Ulusal Kaya Mekaniği Derneği" kurulmuş, bu dernek aracılığı ile uluslararası ilişkilerin aralıklı da olsa sağlanmasına çalışılmıştır. Ulusal derneğin kurulmasından sonra, Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği ile başlatılan ilişkiler, 1975'den, 1980 yılına kadar aksayarak devam etmiş, bu tarihten sonra tümüyle durmuştur. 1982 yılında tekrar canlandırılan ilişkimiz günümüze kadar düzenli olarak sürmektedir.

Üniversitelerimizde "Kaya Mekaniği" biliminin ders olarak okutulmasına 1970'lerden sonra başlanmıştır. İlk kez 1973-1974 ders yılından itibaren İTÜ ve KÜ'de ayrı bir ders olarak okutulan kaya mekaniği bugün maden ve inşaat mühendisliği öğretimi yapılan üniversitelerimizin çoğunun öğretim programlarına alınmıştır.

Ülkemizde, baraj, tünel v.b. inşaat mühendisliği yapılarında kaya mekaniği uygulamaları, bugün için, madencilik alanındaki uygulamalardan daha yaygındır. Diğer ülkelerde örneği görülen madencilik alanındaki kaya mekaniği uygulamalarına halen yurdumuzda yeterince başlanılmamıştır.

5. Mühendislik İşlerinde Kaya Mekaniği Çalışmaları

Yerkabuğu üzerinde veya içinde insan eli ile yapılan girişimler çeşitli mühendislik dallarını ilgilendirmektedir. Kayaların ayrışma ürünü olarak isimlendirilen "Zemin"lerle daha çok inşaat mühendisleri, zemin altındaki "Kaya"larla da inşaat mühendislerinin yanı sıra maden mühendisleri ve yerbilimciler uğraşmaktadır. Böylelikle uğraşılan ortamın niteliklerine göre ayrı iki disiplin "Zemin Mekaniği" ve "Kaya Mekaniği" ortaya çıkmaktadır. Her iki ortam doğal yerkabuğu ortamını oluşturmaları nedeniyle bunların litolojik ve yapısal özelliklerinin teknik girişime olan etkisi ile "Mühendislik Jeoloji"si uğraşmaktadır.

Görüldüğü gibi zemin mekaniği, kaya mekaniği ve mühendislik jeolojisi, "Zemin" ve "Kaya"dan oluşan "Yerkabuğu Ortamı"nın niteliklerini ve çeşitli davranış özelliklerini değişik açılardan incelemektedirler.

İlgili bilim çevrelerinde gittikçe yaygınlaşan bir görüşe göre, yerkabuğunun zemin ve kayadan oluşan bu doğal ortamı birbirinden ayıramadağı için bunlarla uğraşan 3 ayrı bilim dalı da yapay olarak birbirinden ayrılmalı ve "Jeoteknik" adı altında birleşmelidir. Böylelikle hangi konuların, hangi bilim dalı tarafından incelenmesi gerektiği tartışmasının da son bulacağı ileri sürülmektedir.

Günümüzde değişik mühendislik dallarında kaya mekaniği çalışmaları değişik amaçlar için yapılmaktadır. Maden ve petrol mühendisliklerinde yapılan kaya mekaniği çalışmaları üretim amaçlıdır. Kapalı işletmelerde tavan ve yan duvarların stabilitesi, gelen basınçlara göre düzenlenecek tahkimat yöntemleri, doğal gerilmelere göre kazıların şekillendirilmesi ve boyutlandırılması, kaya patlamaları, açık işletmelerde şevlerin stabilitesi, çatlaklı kayalardaki yeraltı suyunun etkileri, derin sondajlardaki delinebilme, kuyu sapmaları gibi sorunlara çözüm aranmaktadır. Maden mühendisliğinde amaç üretim olduğu için kısa süreli projelendirmeler yapılmakta ve genellikle 1'e yakın küçük güvenlik sayıları ile yetinilmektedir. Bu suretle daha ekonomik çözümlere ulaşılmaktadır.

İnşaat mühendisliğinde ise, hertürlü yeraltı yapısının doğal gerilmelere göre boyutlandırılması, yamaç hareketlerinin denetlenmesi, barajlarda yamaç ve tabana aktarılan gerilmelerin doğuracağı deformasyonların hesaplanması gibi konulara kaya mekaniği ölçmeleri ile açıklık getirilmektedir. İnşaat mühendisliği yapıları, uzun ömürlü olarak düşünüldüğünden, güvenlik ilkesi önemli olmakta ve güvenlik sayıları 1.5-2, bazen daha da büyük alınmaktadır.

Jeoloji ve jeofizik mühendisliklerinde yapılan kaya mekaniği çalışmalarının ana amacı, kaya ortamın litolojisinin ve yapısının (süreksizlikler) oluşumunu ve ortamın mekanik davranışındaki etkilerini ortaya koymak için bunların ayrıntılı olarak incelenmesidir. Bunun yanı sıra, ayrışma ve yeraltısuyu ile doğal gerilmeleri oluşturan değişik jeolojik kökenlerin (tektonik, mağmatik v.b.) araştırılması da yerbilimleri içine giren bu çalışmalar ile tamamlanmaktadır.

Dünyanın çeşitli yerlerinde kaya mekaniği konusunda düzenlenen her bilimsel toplantıda olduğu gibi bu sempozyumda da, jeoloji ve jeofizik mühendislerinin oluşturduğu yerbilimciler ile, maden mühendisleri ve inşaat mühendisleri de bildiriler hazırlamışlar, aynı konuyu tartışmak üzere bir araya gelmişlerdir.

İlk kez ortak bir amaç için buluşurken duyduğumuz kıvancın, gelecek yıllarda ülkemizde düzenlenecek uluslararası kaya mekaniği sempozyumlarında artarak sürmesini dilerken, bu sempozyumun gerçekleşmesi için çaba gösteren vefakâr üyelerimize, bildirileri ile katkıda bulunan değerli araştırmacılara, sempozyumun bilimsel ve sosyal etkinliklerini katkıları ile destekleyen kamu ve özel sektör kişi ve kuruluşlarına düzenleme kurulu olarak içten teşekkürlerimizi sunarız.

13-15 Ekim 1986

Milli Kütüphane, Ankara

İSTANBUL HAFİF METRO SİSTEMİ

Light Rapid Transit System of İstanbul

Ersin ARIÖĞLU*

Köksal ANADOL*

M.Seçil UZUNER*

ÖZET

Son nüfus sayımına göre, 5 milyonu aşan İstanbul şehrinde ulaşım sorunları önemli boyutlara ulaşmaktadır. Zirve saatlerde daha kötüleşen bu ulaşım sorununa getirilebilecek en rasyonel çözüm yüksek kapasiteli bir raylı toplu taşıma sistemidir.

Bu tebliğde, İstanbul'da gerçekleştirilmekte olan Hafif Metro Sistemi ile ilgili proje çalışmaları özet olarak sunulmuştur.

ABSTRACT

Istanbul is a city with six million people (1985) living on 5700 square kilometers of land area and the population is increasing at a rate of 4 percent every year. the transportation needs of the city is rather large reaching to about 7,5 million trips with coefficient of travelling being 1,25. Recently city officials have been alarmed of this uneconomical and ineffective situation and investigation have been started to work out the problems associated with the growing transportation needs of the public due to the increasing population. Due to reasons such as low cost, rapid construction, economical operation and no environmental pollution characteristics, a light Rapid Transit System is decided to be incorporated into the transportation network of the city.

This paper gives brief technical information about the Light Rapid Transit System which will be built by Yapı Merkezi - Asea Consortium.

*Yapı Merkezi, İnşaat ve Sanayi A.Ş., İSTANBUL.

1. GİRİŞ

Nüfusu beş milyonu aşan, başka bir deyişle, birim hektar başına 30 kişi düşen İstanbul şehrinde ulaşım sorunları güngeçtikçe artmaktadır. % 4,2'lik nüfus artış hızıyla 1995 yılında kent nüfusunun 7.5 milyona ulaşacağı gözönünde tutulursa, büyüyen bu ulaşım sorunu ancak toplu taşıma sistemlerinin ivedilikle gerçekleştirilmesiyle çözümleneceği açıktır. Nitekim, İstanbul Belediyesi de uzun yıllar süren incelemeler ve araştırmalar sonucu toplu taşıma sistemleri arasında çabuk yapılabilirlik, ucuz maliyet, ekonomik işletim koşulları ve çevre kirlenmesine neden olmaması kriterleri açısından Hafif Metro sistemine karar kılmış ve bu konuda uluslararası bir ihale açmıştır. Yaklaşık 1 yıl süren ihale çalışmalarına sonuçta 4 ortak grup katılmış, bunlar arasından Yapı Merkezi + Asea grubu, kredi şartları, sistemin teknik özellikleri ve teklif ekonomisi yönlerinden en uygun teklif vererek ihaleyi kazanmıştır.

Bu tebliğde, İstanbul Hafif Metro Sistemi ile ilgili teknik karakteristikler kısaca özetlenmektedir.

2. PROJE HAKKINDA KISA BİLGİ

İstanbul toplu taşıma trafiğine önemli katkılar getirecek Hafif Metro projesi, toplam uzunluğu 23 km. olan, Yenikapı'dan başlayıp bir yarım halka teşkil ederek uzanan, yoğunluğu oldukça fazla bir güzergahı izlemektedir (Şekil 1). İstanbul için hazırlanan master ulaşım planına göre, Mecidiyeköy-Yenikapı yeraltı metrosu ve Yenikapı deniz otobüs limanı yapıldığında Hafif Metro tüm kentle bütünleşecektir. Güzergahın başlangıç ve bitiş noktaları olan Yenikapı ve Ataköy istasyonlarına ulaşan mevcut banliyö tren hattı sayesinde Hafif Metro banliyö trenleri ile bağlantılı olarak çalışacak ve ring oluşturacaktır.

Güzergahın birinci aşamasını teşkil eden 7 km. uzunluğundaki Aksaray-Ferhatpaşa hattı (Şekil 1), iki sene içerisinde devreye sokulacaktır. Tüm sistemin ise, dörtbuçuk yılda bitirilmesi öngörülmektedir.

Konsorsiyumu oluşturan İsveç firması ASEA'nın projedeki görevi, araçları, elektro-mekanik teçhizatı, sinyalizasyon ve uzaktan kumanda sistemi, trafoları ve tamir-bakım araçlarının temini ile eğitim

Tablo 1. Sistemin Taşıım Verileri

	Birimi	I. Aşama	II. Aşama	III. Aşama
Hat Uzunluğu	km.	6,3	13,9	23,3
Teorik Kapasite	yolcu/yön.sa	14 000	19 000	27 000
Pratik Kapasite	"	11 000	15 000	21 000
Günde Taşınan Yolcu	yolcu/gün	225 000	300 000	420 000
Yılda Taşınan Yolcu	10^6 yolcu/yıl	68	111	155
Ortalama Yolculuk	km.	3,5	5,0	8,0
Yıllık Yolcu-km.	10^6 yolcu-km/yıl	240	550	1250
Dizi Sıklığı	dakika	3	2,5	2
Dizide Araç Sayısı	adet	3	3	3
Dizi Kapasitesi	yolcu	708	803	898
Araç Parkı	dizi	15	24	45
Servisteki Ortalama Araç Sayısı	dizi/gün	12	20	39
Araç - Km.	10^6 araç-km/yıl	2,8	7,2	12,2
Yolcu-Kapasite-Km.	10^6	2000	6000	11000
Kullanılan Ort. Kapasite	%	18	18	18

hizmetlerinin sağlanmasıdır. Tüm altyapı hizmetleri, hattın ve istasyonların inşaatı ise, Yapı Merkezi'nce gerçekleştirilecektir.

2.1. İstanbul Hafif Metrosu Sistem Taşıma Karakteristikleri

İstanbul Hafif Metrosu taşıma verileri Tablo 1 de topluca gösterilmiştir. Görüldüğü üzere, 23 km. lik güzergah üzerinde günde taşınan yolcu sayısı 420 bin mertebesinde olup; trafiğin yoğun olduğu saatlerde, her 2.5 dakikada bir kalkacak olan diziler, Yenikapı-Ataköy parkının mevcut istasyonlarda 20 sn. bekleme süreleri de dahil edilerek, 35 dakika gibi bir zamanda tamamlayabilecektir.

2.2. Mühendislik Jeolojisi ve Geoteknik Çalışmalar

Söz konusu çalışmalar halen devam etmekte olup, İTÜ Maden Fakültesi ve Boğaziçi İnş. Müh. Bölümlerince yürütülmektedir. Bu çalışmalar doğrultusunda güzergahın birinci aşaması için gerçekleştirilen geoteknik çalışmalara ait karakteristik büyüklükler Tablo 2 de özetlenmiştir.

Tablo 2. Geoteknik Çalışmaların Dökümü

	Sayısal	Değer
Sondaj Sayısı	81	
Toplam Sondaj Uzunluğu	1506	m.
Ortalama Sondaj Derinliği	18.6	m/adet
En Sığ Sondaj Derinliği	10	m.
En Derin Sondaj Derinliği	30	m.
8.5 km. Hat İçin Sondaj Yoğunluğu	9.5	adet/km.
Sondajlarda Kesilen Yaygın Formasyonlar	Yapay Dolgu, Alüvyon, Kıl, Silt, Grovak	
Sondajlarda Kesilen Diğer Formasyonlar	Marn, Kireçtaşı, Grovak	
Standart Penetrasyon Deneyi (Spt)	704	adet
Örselenmiş Numune Sayısı	704	adet
Bir Sondaj İçin Alınan Ortalama (Spt)	~ 8	adet/sondaj
Presiometre Deneyi	227	adet
Örselenmemiş Numune Sayısı	104	
Bir Sondaj Başına Alınan Örselenmemiş Numune Sayısı	~ 1	adet/sondaj
Özel deneyle "X Ray"	7	adet
Özel Amaca Yönelik Sondaj Çalışmaları	3 ad.	POMPA sondaj
3 İstasyon Olmak üzere	8 ad.	GÖZLEM sondaj

3. PROJE İÇİN BENİMSENEN GENEL İLKELER

Hafif Metro proje çalışmalarında çözümlere ulaşmak için aşağıda sıralanan ana ilkeler gözetilmiştir.

- . Ulusal teknoloji ve olanaklarla yapılabilirlik,
- . Uygun ve yeterli teknolojik standartları sağlamak,
- . Ekonomik ve dayanımlı olmak,
- . Ulusal ekonomiye yabancı para, enerji tasarrufu, vb. konularda direkt ve dolaylı katkıda bulunmak,

Bu ana hedeflerin değerlendirmesi bakımından soruna aşağıdaki teknik konu başlıkları ile sistematik bir çözüm yaklaşımı yapılmıştır.

- . Genel ilkeler (sistem seçimi),
- . Araç seçimi,
- . Enerji beslenme türü,
- . Hat standartları,
- . Yapısal gabari belirlenmesi,
- . İstasyon türü ve parametreleri,
- . İnşaat sistemi seçimi ve çözümü,
- . Yapısal donanımlar,
- . İşletme ilkeleri.

Burada, sadece inşaat sistemi ve çözümü konuları belirli bir ayrıntı içinde ele alınacaktır.

3.1. İnşaat Mühendisliği

Kent içi raylı taşıma sistemlerinde çözümlenmesi gereken en önemli sorunlar ve en yüksek yatırım girdileri inşaat mühendisliği ile ilgili olanlardır. Hemzemin bölümlerin sorunları nisbeten azdır ve yatırım maliyetleri küçüktür. Buna karşın, yeraltındaki ve yükseltilmiş bölümlerin çözümleri önemli sorunlar getirebilir ve maliyetlerde buna göre yüksek olur.

İnşaat mühendisliği kararlarının temelini, topoğrafik, mühendislik jeolojisi, geoteknik ve geotektonik etüdler oluşturur. Bu etüdlerden elde edilen bulguların ışığında

- . İnşaat maliyeti düşük,
- . İnşaat süresi kısa,
- . Sağlam, kalıcı,
- . Çevre yapılarda oturmalara yol açmayan,
- . Kent trafiğini ve yaşamını enaz etkileyen,

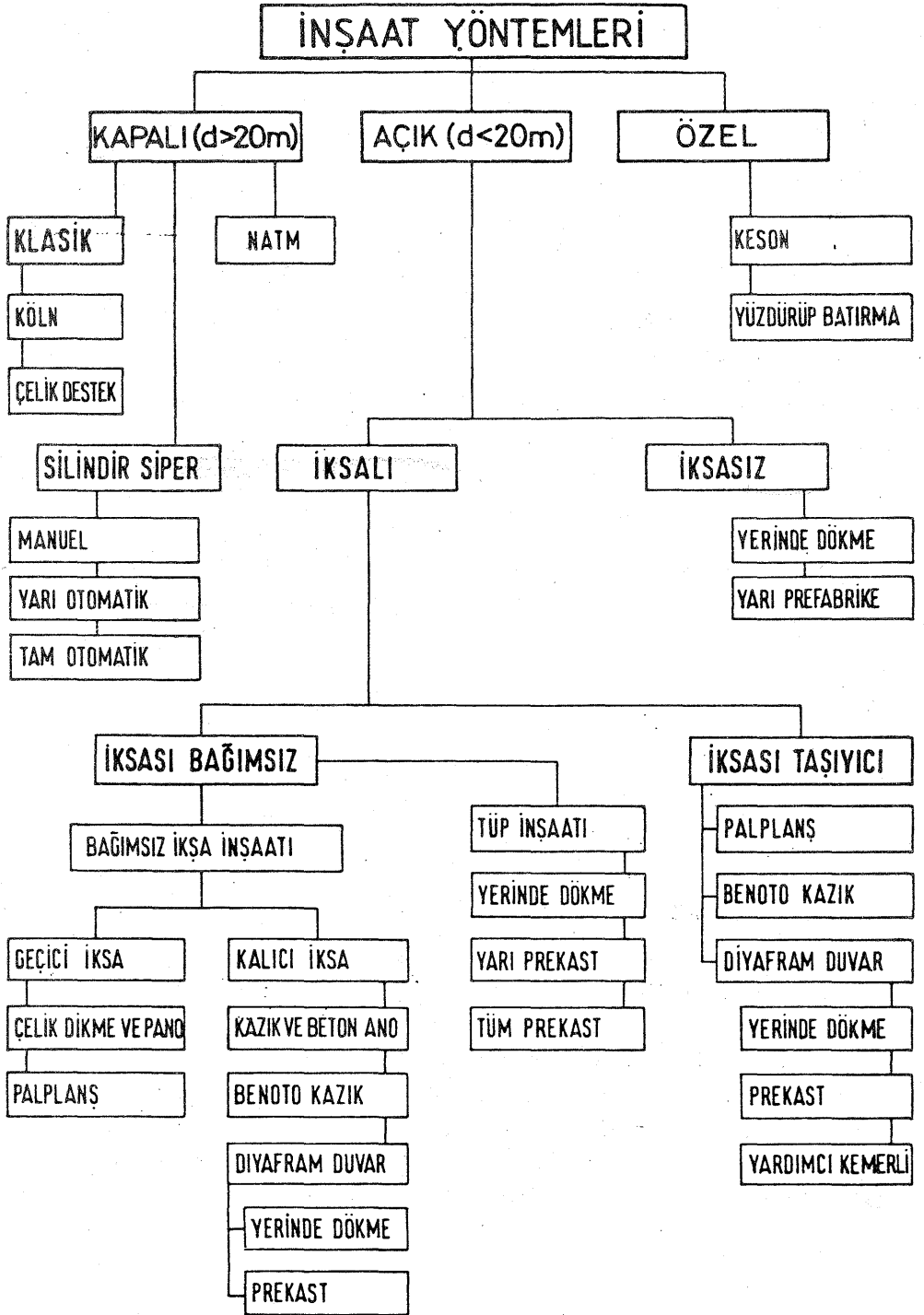
bir inşaat yöntemi aranır.

İstanbul Hafif Metrosunda ayrıca, ulusal teknoloji ve olanaklarla yapılabilirlik kriteri de ön planda tutulmuştur.

Dünya deneyiminde inşaat yöntemleri açık, kapalı ve özel yöntemler olarak üç ana grupta incelenebilir (Şekil 2). Açık (açma-kapama) inşaat yöntemleri satıhtan açılan bir çukurun içine tünel kesitinin inşa edilmesi ve üstünün kapanması şeklinde gelişirler. Kapalı inşaat yöntemleri ise, belirli bir noktadan yeraltına girilip, belirli bir noktada çıkılması şeklinde gerçekleşirler. Açık inşaat yöntemleri, kent içindeki boş alanların ve caddelerin mevcudiyetinden yararlanırlar. Kapalı yöntemler ise binaların altından da geçebilme olanağına sahip olduklarından güzergah seçimini kolaylaştırırlar (Yapı Merkezi, 1979a).

Genelde 20 m. lik tünel derinliklerine kadar açık inşaat yöntemleri, kapalı yöntemlerden daha ekonomik çözümler vermektedirler.

Her ülkenin ve her kentin koşullarına göre tüm sorunları çözümlen en uygun bir inşaat yöntemi mevcuttur. Dolayısı ile ülkenin ve İstanbul'un şartlarına göre kendine özgü ve en avantajlı bir inşaat yöntemi incelenmiştir. İstanbul için uygun görülen yöntem açık inşaat yöntemidir. Ortalama kazı derinliği 10-12 m. civarında ve oldukça geniş bir bulvarın altından geçen bir yeraltı güzergah uygulaması sağlanabilmiştir. Bu nedenlerle, kapalı inşaat yöntemleri açma-kapama yöntemlerle rekabet edemeyecektir (Yapı Merkezi, 1979b).



Şekil 2. Metro Sistemlerinde İnşaat Yöntemleri (Yapı Merkezi/1979)

4. SONUÇ

İstanbul kenti için aşağıdaki özellikleri taşıyan bir metro projesi hazırlanmıştır.

- İstanbul'un ulaşım sorunlarına uygar bir çözüm üretilmiştir,
- Dünya ve Ankara metro deneyimleri doğrultusunda ileri teknolojiye bir yatırım projesi oluşturulmuştur.
- Gerçekçi ve yapılabilir bir proje hazırlanmıştır.

KAYNAKLAR

YAPI MERKEZİ, 1979a, Yapılabilirlik ve Ekonomik Değerlendirme Etüdü. Ankara Kent İçi Raylı Toplu Taşıım Sistem Projesi, No. 7, İstanbul.

YAPI MERKEZİ, 1979b, Teknik Tasarım İlkeleri. Ankara Toplu Taşıım Sistemi (RTTS) Projesi, Rapor No. 2, İstanbul.

YERALTI AÇIKLIKLARINDA DÜZLEMSEL KEMER YAPISI
VE ÖZELLİKLERİ

Linear Arch Structure in Underground Openings

Mehmet DOKTAN *
Andrew SZEKİ **

ÖZET

Yeraltında çeşitli amaçlarla oluşturulan açıklıkların tavanı eğer dik veya dike yakın çatlaklar ile bölünmüş ise tavanın düzlemsel kemer özellikleri taşıdığı kolaylıkla söylenebilir. Bu çalışmada düzlemsel kemerin duraylılığını etkileyen faktörler belirlenmiş ve aralarındaki ilişkiyi tesbit amacıyla sürdürülen deneysel ve model çalışmaları özetlenmiştir. Bu konuda daha fazla sayıda çalışma yapma gerekliliği vurgulanmıştır.

ABSTRACT

If the roof of an opening created in underground for various purposes is divided by steep or close to steep joints and fracture planes then it can be easily said that the roof is exhibiting "Linear Arch Properties". In this article, factor affecting the stability of linear arch have been defined and experimental works carried out to determine the relationship between related parameters have been summarized. The necessity of further research has been pointed out.

* Ege Linyitleri İşletmesi Müessesesi, SOMA.

**Newcastle Upon Tyne Univ., İNGİLTERE.

1. GİRİŞ

Yeraltı maden ocaklarında kendi kendini tutabilen dik veya dike yakın çatlak takımlarıyla kırılanmış tavanlar oldukça yaygın olarak görülmektedir. Bu durum, çökelti yataklarda sadece hemencecik tavanda olabildiği gibi daha üst formasyonlarda da devam edebilmektedir. Çatlaklar yataklanma ile ilgili doğal çatlaklar yada madencilik esnasında oluşmuş çatlaklar olabilmektedir. Tavan tabakasında ortada ve galeri yan duvarları hizasında tavan taşında ortaya çıkan çekme gerilimi yada çekme yenilmesi çatlaklarının varlığı, tavanın kesinlikle göçme tehlikesi altında olduğunu işaret etmeyebilir. Bir başka deyişle yeraltı açıklık tavan dizaynını sadece elastik veya plastik kiriş teorisini ve çekme dayanımı yenilmesine dayandırmak yanıltıcı sonuçlar verebilir.

2. DÜZLEMSEL KEMER YAPISI

Çatlaklı ve kırıklı bir tavan kirişinin yeteri kadar yanıl baskının var olması koşulu ile uzun zaman duraylılığını koruyacağı gerçeği çok eskiden beri bilinmektedir. 1933'de Bucky (1) çok sayıda dikey kırıklar içeren bir kirişin modelini yapmış ve yanıl baskı ile kirişi tahkimata ihtiyaç göstermeksizin yerinde duraylı tutulabileceğini göstermiştir.

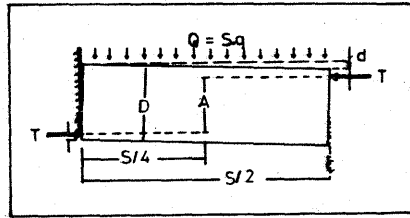
1941 yılında Evans (2) bu tip kirişler için "Voussoir Kirişi" terimini ortaya atmış ve yaptığı model çalışmalarında kirişlerden galeri duvarına aktarılan yatay kuvvetleri ölçmüştür. Getirilen analitik çözümde, galeri duvarı kenarında kırık düzlemine etki eden yatay gerilimin üçgensel bir dağılım gösterdiği ve merkezde etkin kontak yüzeyinin çatlak boyunun yarısına eşdeğer olduğu kabulü yapılmış olup daha sonra yapılan çalışmalarda gerçek değerler tesbit edilmiştir.

1963 yılında Wright ve Mirza (3) düzlemsel kemerin fotoelastik modelini yapmışlar; en büyük gerilimin Evans'ın bulduğundan çok daha fazla olduğunu ve etkin kontak alanının kiriş derinliğinin yarısından çok daha az olduğunu (kırık boyunun yaklaşık %18'i) bulmuşlardır.

1972'de Wright (4) düzlemsel kemer yapısındaki tavan kirişinin fiziksel ve sonlu elemanlarla matematiksel modeli üzerinde çalışmalar yapmış ve oldukça önemli sonuçlara erişilmiştir. Dikey çatlakları temsil eden ince bir elemana, çatlak kapalı olduğunda kayacın gerçek elastik özellikleri, çatlak açık olduğunda ise çok daha düşük değerler tanımlanarak kirişin alt kesimlerinde çekme gerilimlerin ortaya çıkması önlenmiştir. Daha önceleri kabul edilen kiriş kalınlığının yarısına eşdeğer kontak alanı varsayımının hatalı olduğu ve fakat kiriş kenarlarında üçgen şeklindeki gerilim dağılımı varsayımının mühendislik uygulamaları açısından yeteri kadar doğru olduğu ortaya çıkmıştır.

Kireçtaşı ve tuğla bloklardan teşkil edilen model kendi ağırlığıyla ve bir yükleme tertibatıyla üstten yüklenmiştir. Kiriş yanlarında ortaya çıkan yanal gerilim ve kirişin taşıyabileceği yük arasındaki ilişki düşük öncel yanal yüklerde ve deformasyonlarda doğrusal olarak bulunmuştur. Deneysel çalışmaların enteresan bir sonucu "kırıklı tavan kirişinin duraylılığı için yeraltı açıklığının tavanının dar olması gerekir" anlayışının hatalı olabileceğinin tesbit edilmesidir.

Düzlemsel kemerde öncel yanal yük (preaxial thrust) olmaksızın, kiriş üzerinde üst baskının (kirişin kendi ağırlığı dahil) oluşturduğu yanal baskının moment kolu (A_o) ampirik olarak aşağıdaki eşitlikten yaklaşık olarak hesaplanabilir.



Şekil 1. D.K'e etki eden kuvvetler.

$$A_o = 0,91 D - \frac{0,44 D^2}{S}$$

D - Kiriş kalınlığı

S - Tavan genişliği

Hiçbir öncel yanal yükün olmaması durumunda yatay yönde oluşturulan tepki yük (induced axial thrust);

$$T_o = \frac{S \cdot Q}{8 A_o}$$

eşitliğinden, P büyüklüğünde öncel yanal yükün mevcudiyeti durumunda, ise;

$$T_p = \frac{P.S}{4.Ao} + \frac{P^2(8 Ao^2 - 4 AoD + D^2)}{8 Ao^2} + \frac{Q S(QS - 4PD)}{64 Ao^2}$$

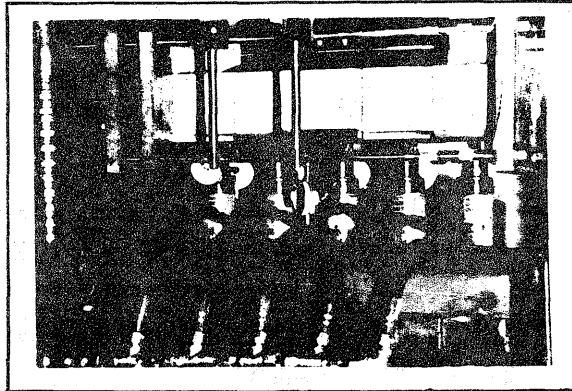
eşitliğinden yaklaşık olarak bulunabilir.

Bu yaklaşımlar kiriş genişlik derinlik oranı 12'den büyük olduğunda, yüksek düşey gerilimlerin varlığında ve deformasyon modülü $2,9 \times 10^6$ psi den çok farklı olan malzemelerde hatalı sonuç verebilmektedir.

3. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Newcastle Upon Tyne/İngiltere Üniversitesinde yapılan ilk çalışmalar dikdörtgen prizmalar şeklinde kesilmiş kumtaşı modelleri üzerinde yapıldı (5). Çalışmalar sonucunda aynı malzemeden, aynı boyutlardaki yekpare kirişten, yenilme anına kadar elde edilenden 30-40 kat daha fazla deformasyonun elde edildiği not edilmektedir.

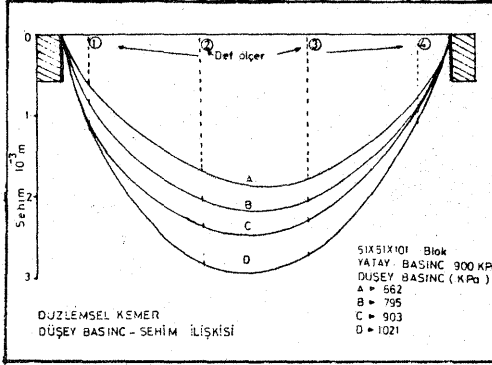
Dizayn edilen test aygıtı (Fotoğraf 1) ile 101 x 101 mm. ve 51 x 51 mm.lik küp şeklindeki cips örneklerinden 4,3,2 bloktan oluşan düzlemsel kemerler oluşturulmuş ve düşey yöndeki seğim, gerilim ve tepki yanal kuvvet arasındaki ilişkiler araştırılmıştır.(6)



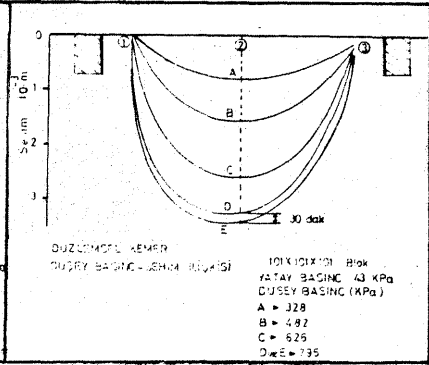
Fotoğraf 1. Düzlemsel Kemer Test Düzenegi.

Uygulanan düşey gerilim ile kemer ortasındaki seğim yaklaşık doğrusal bir ilişki göstermektedir. (Şek.2,3) Ancak kemerdeki blok sayısının artması ile yapışma-kayma (stick-slip) olayıda gözlenmektedir.

Kemer üzerindeki yük bloklarda yorulmaya (creep) neden olmakta ve zamana bağımlı deformasyon ortaya çıkmaktadır (Şekil 3). Bu yeraltı yapılarında önemli bir etken olarak kabul edilmektedir.(7,8)



Şekil 2. Seğim-Düşey Gerilim

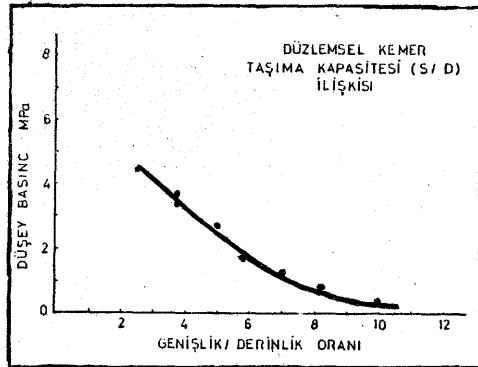


Şekil 3. Seğim-Düşey Gerilim

Tavan genişliği kiriş kalınlığı oranı (S/D) ile düzlemsel kemerin yenilme gerilimi arasındaki ilişki (Şek.4) test edilen malzeme için (cips), S/D oranı 2,5 - 7,0 iken doğrusal, 7,0-9,0 iken S/D axisine asimtotik olarak gelişmiştir.

Yapılan deneysel çalışmalar (öncel yanal kuvvetler 1491 KPa'ya kadar) düzlemsel kemerin duraylılığı etkileyen faktörler arası ilişkiyi ampirik olarak ortaya koymuş ancak bir genelleme yapmaya yeterli görülmemiştir.

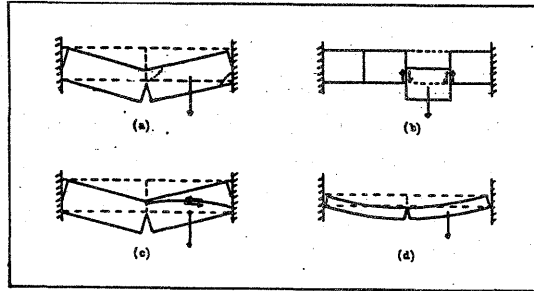
Ancak deneysel çalışmalar düzlemsel kemer yapısı gösteren açıklık tavanlarının yenilme mekanizmalarını sınıflamaya yetecek nicelik ve nitelikte olmuştur.



Şekil 4. Düşey basınç- S/D ilişkisi

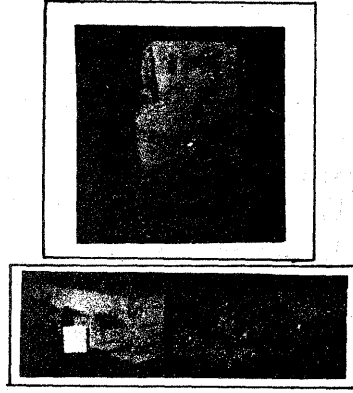
Dik ve dike yakın kırıklar içeren bir düzlemsel kemerin dört temel yenilme mekanizmasının etkisinde olduğu ortaya çıkmıştır.

- a) Blok kenarlarında yüksek basma gerilmelerinin etkin olduğu lokasyonlarda kayacın kırılması ve bloklardan birinin müteakip rotasyonu (şekil 5.a) Bu tip yenilme S/D oranı 6,6'nın üzerinde olması durumunda gözlenmiştir. (foto.3).
- b) Öncel yanal gerilimin az olması nedeniyle bloklar arası sürtünmenin blokların kaymasını engelleyemeyecek kadar düşük olması ve bloklardan birinin kayarak düşmesi. Bu tip yenilme S/D oranının 3,5'dan küçük olduğu durumlarda ortaya çıkmaktadır. (Şekil 5b).
- c) Kirişlerde yüksek makaslama gerilmelerinin ortaya çıktığı zonlarda kirişin diyagonal makaslama ile yenilmesi. (Şekil 5.c) S/D oranı 3,5 ile 6,6 arasında ise bu tip yenilmeye rastlanmıştır. (Foto 3).
- d) Kirişlerin elastik yada plastik olarak bükülmesi ve takip eden rotasyon ile yenilme S/D oranının çok yüksek olduğu durumlarda gözlenmiştir.

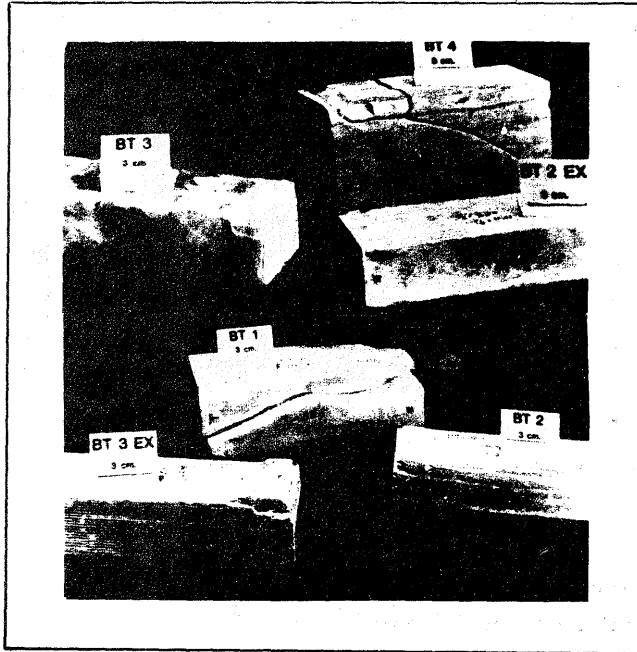


Şekil 5. Düzlemsel Kemer Yenilme Şekilleri.

Yapılan deneylerin birinde kompozit bir kiriş üstten yüklenmiş ve kirişin ortasında çekme yenilmesi oluştuktan sonra kiriş düzlemsel kemer olarak çalışmaya başlamıştır. Düzlemsel kemer, diyagonal olarak yekpare kirişte çekme yenilmesinin olduğu yükün yaklaşık 6,5 katı bir yükte yenilmiştir.



Fotoğraf 2. Test Edilmiş Düzlemsel Kemer Örnekleri



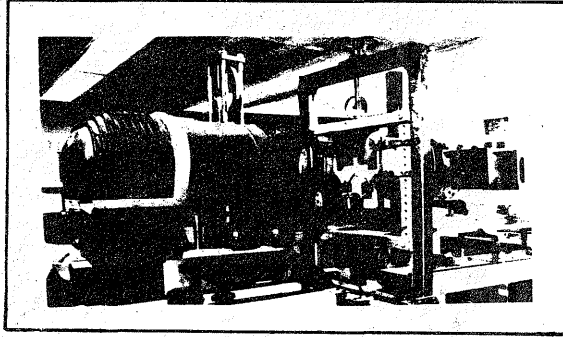
Fotoğraf 3. Test Edilmiş Düzlemsel Kemer Örnekleri

4. FOTOELASTİK MODELLEME

Fotoelastisite ve fotoelastik ölçümler kaya mekanığı dalında oldukça yaygın olarak başvurulana bir gerilim dağılımı ölçüm-belirleme tekniğidir. Fotoelastisite teorisi ve tekniğı çeşitli kaynak kitaplarda verilmiştir.(9,10).

Fotoelastisitenin temel prensibi, bazı maddelerin gerilim altında polarize olmuş ışııkta optik olarak anizotropik özellikler göstermesidir. Dairesel olarak polarize olmuş ışııkta, model üzerindeki herhangi bir noktada saçaklanma sayısı yada izokromatik indisi, direkt olarak o noktadaki asal gerilimler farkına eşittir. Işık düzlemsel olarak polarize olmuş ise asal gerilimlerden biri ışığın polarizasyon düzlemine gelir gelmez siyah girişimler ortaya çıkar ve "izoklinik" olarak bilinirler.

Düzlemsel kemer kirişleri Araldite-CT200 malzemesinden çeşitli S/D oranlarında imal edilmiş ve kemer üzerindeki yük ile gerilim dağılımı arasındaki ilişki araştırılmıştır. Deneylerde aşağıda görülen polariskop (foto 4) ve test düzeneğı kullanılmıştır.



Fotoğraf 4. Düzlemsel Kemer Fotoelastik Model Test Düzeneğı, Polariskop ve Kamera.

Model üzerinde yükleme yapıldığında ortaya çıkan saçaklanma sayısı ile asal gerilimler arasındaki ilişki;

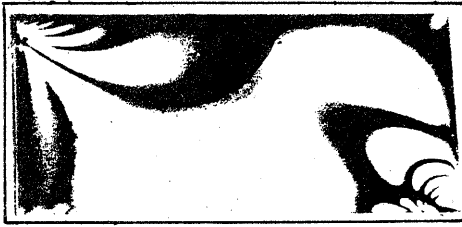
$$d \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) = n \cdot f$$

olarak verilmiştir. Bu eşitlikte d , model kalınlığı; σ_1 ve σ_3 asal gerilimlerin saçaklanma sayısı; f kalibrasyon değeridir.

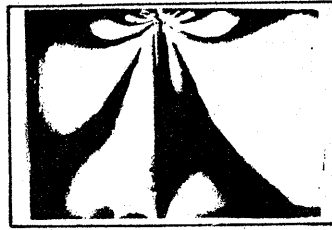
Asal gerilimleri tek tek belirlemek için, model üzerinde oluşturulan karelaj'da her bir nokta için asal gerilimler toplamı ($\sigma_1 + \sigma_3$) bulunmuş ve aynı zamanda asal gerilimler farkı ($\sigma_1 - \sigma_3$) bilindiği için bu asal gerilimler ayrı ayrı hesaplanmıştır.

5. FOTOELASTİK MODEL SONUÇLARI

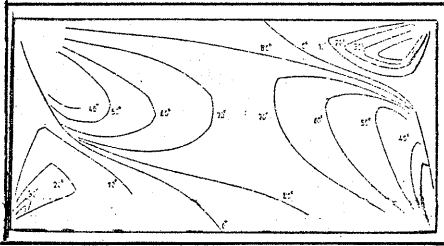
Çeşitli S/D oranları için elde edilen izoklinikler ve izokromatik saçaklanmalar aşağıdaki şekillerde görülmektedir. (Şekil 6,7,8,9,10,11)



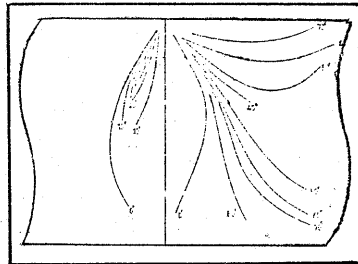
Şekil 6. İzokromatikler



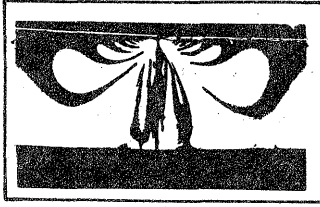
Şekil 7. İzokromatikler



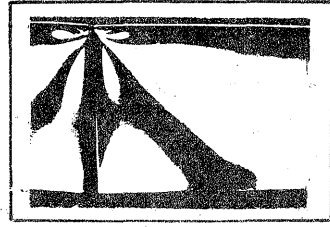
Şekil 8. İzoklinikler



Şekil 9. İzoklinikler

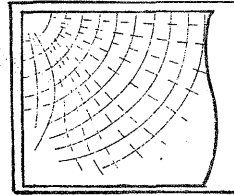
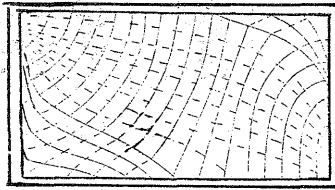


Şekil 10. İzokromatikler



Şekil 11. İzokromatikler

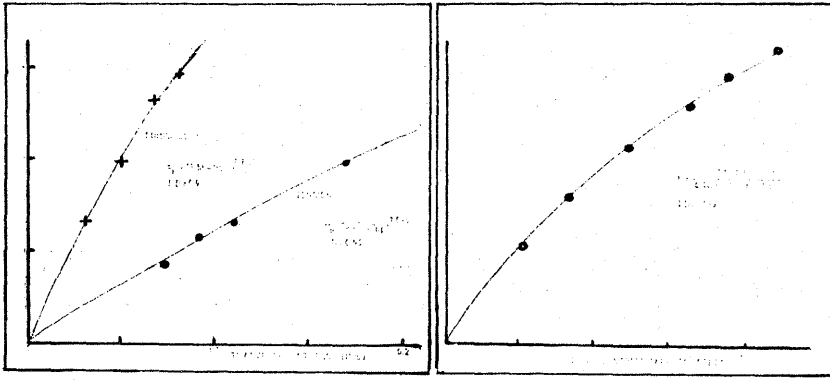
Elde edilen izoklinikler değişik S/D oranları ve üst yükler için genelde aynı kalıp içerisinde olmuş ancak saçaklarda daha lokal dağılımlar gözlenmiştir. İzokliniklerden elde edilen değerler için ayrı ayrı gerilim trajektörleri çizilmiştir.(Şekil 12).



Şekil 12. Gerilim Trajektörleri.

Ortaya çıkan gerilim trajektöründe kirişi boydan boya kat eden diyagonal bir makaslama zonunun varlığı anlaşılmaktadır. S/D oranının büyümesiyle kirişin orta çatlak üst zonlarında makaslama zonu lokal yoğunluk kazanmakta ve dolayısıyla burada lokal makaslama yenilmesine yol açarak kırış kenarlarının kırılması ile sonuçlanmaktadır.

Orta çatlak civarında, kırışların üst fibrelerinde oluşan gerilimler ile düzlemsel kemere yukarıdan uygulanan gerilimler arasındaki ilişki çeşitli S/D oranları için aşağıdaki eğrideki (Şekil 13) ve eşitlikteki gibi olduğu tesbit edilmiştir.

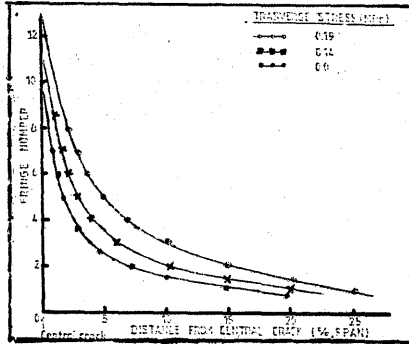


Şekil 13. S/D Oranı ile Gerilim Konsantrasyon Faktörü İlişkisi

$$\sigma_{\text{çık}}/\sigma_{\text{yük}} = \frac{S/D}{0,143 - 0,0064 (S/D)} \quad ID = 0,999$$

Eğriden anlaşılacağı üzere gerilim konsantrasyon faktörü, S/D oranı ile küçük (S/D) değerleri ile hemen hemen doğrusal olarak artmakta fakat büyüyen S/D değeri ile gerilim konsantrasyon faktörü çok daha hızlı artış göstermektedir.

Orta çatlak üst fibrelerindeki gerilim dağılımının çatlak mesafesi ile olan ilişkişide aşağıdaki şekilde görüldüğü (Şekil 14) gibi eğrisel olarak tesbit edilmiştir.



Şekil 14. Kirişte Gerilim Dağılımı.

Orta çatlak kontak bölgesinde gerilim dağılımı üçgen şeklinde olmayıp görüldüğü gibi eğriseldir. Fakat mühendislik uygulamaları için üçgen dağılım yeteri kadar doğruluktadır. Ayrıca tesbit edilen etkin kontak alanı çatlak toplam uzunluğunun %18'i civarındadır.

Fotoelastik çalışmalardan çıkartılan belkide en önemli bulgu yüksek makaslama zonunun alt kesiminde ortaya çıkan ve çekme bölgesinin varlığıdır. Bu bölge fotoelastik anlamda tekil noktalardan oluşan nötral hattın alt kesiminde görülmektedir. Buradaki çekme gerilmeleri S/D oranı 2,5-8 arasındaki kirişlerde makaslama zonundaki en yüksek basma gerilmesinin 1/4'ü kadar olabilmektedir. Daha önceleri "gerilimsiz zon" olarak tanımlanan bu kesimde ortaya çıkan çekme gerilmelerinin en önemli nedeni kirişlerin eksantrik yüklenmesi olup bu konuda daha detaylı tartışmalar başka kaynakta (8) bulunabilir.

6. SONUÇ

Yeraltı açıklıkları tavanı dik yada dike yakın kırık ve çatlak takımları ile bloklara ayrılmış ise tavan düzlemsel kemer yapısı gösteriyor demektir. Kırık ve çatlaklar yataklanma ile ilgi yada madencilik esnasında oluşmuş çekme yenilmesi çatlakları olabilir. Düzlemsel kemer yekpare tavan kirişinin göstereceği deformasyondan 40 kat daha fazla deformasyon gösterebilir ve yekpare kirişin çekme yenilmesinde aldığı gerilimin, 6 katını taşıyabilir. Bu nedenlerle kırıklanmış tavanı plaka teorisi yada kiriş teorisi ile tanımlamak hatalı sonuçlar verebilir.

Düzlemsel kemer duraylılığı; kayacın elastik-plastik özellikleri, kemer üzerine gelen üst gerilim, öncel yanal gerilim büyüklüğü, açıklık boyu/kiriş kalınlığı oranı, çatlak sayısı, ondülasyonu ve dolgusu gibi faktörlere bağlıdır. Bu faktörler arası ilişkinin tesbit edilebilmesi için çok daha fazla sayıda laboratuvar çalışmasına ve yerinde ölçümlere gerek vardır.

Yapılan sınırlı sayıdaki deneysel çalışmalar, düzlemsel kemerde plastik-elastik bükülme, blok kayması, diyagonal makaslama ve kiriş köşe kırılması olmak üzere dört temel yenilme mekanizmasının varlığını göstermiştir. Düşük yan baskılarda (1,0 MPa civarında),

yenilme mekanizmalarından elastik-plastik bükülme hariç tümü gözlenmiş ve S/D oranı 3'den küçük ise blok kayması, 2,5-6,6 arasında diyagonal makaslama, 6,6 dan büyük ise köşe kırılması gözlenmiştir.

Fotoelastik modeller ile kiriş üzerindeki gerilim dağılımı tesbit edilmiştir. S/D değerinin 7'den büyük olduğu durumlarda makaslama gerilimlerinin çok lokalize olduğu ve bunun köşe kırılmalarına yol açtığı belirlenmiştir. S/D değeri 7'den küçük olduğu durumda ise kirişlerde diyagonal masaklama zonu oluşmaktadır. Bu makaslama zonu- nun alt kesiminde ise belirgin olarak bir çekme zonu ortaya çıkmaktadır. Diyagonal yenilmede bu çekme zonunun etkin rol oynadığı tesbit edilmiştir.

Düzlemsel kemer yapısı üzerinde daha çok sayıda teorik ve deneysel çalışmaya ihtiyaç vardır. Özellikle yorulma olgusu ile kombine edilmiş deneysel çalışmalar konuya daha fazla ışık tutacaktır.

KAYNAKLAR

1. BUCKY, P.B., The Effect of Approximately Vertical Cracks on The Behaviour of Horizontally Lying Roof Strota, Amer. Inst. of Min. and Metall., Vol.109, 1934, pp.212-29.
2. EVANS, W.H., The Strength of Undermined Strata, Time, Vol.50, 1941, pp.475-500.
3. WRIGHT, F.O and MIRZA, M.B., Stress Distribution Around a Vertical Crack in a Mine Roof Beam, Amer. Inst. Min. and Metall. Vol.226, 1963, pp.174-79.
4. WRIGHT, F.D., Arching Action in a Cracked Roof Beam, 5th Int. Conf. Strata Control, London, 1972 paper 29.
5. SEYMOUR, C.A., An Investigation into the Properties of Linear Arches, M.Sc. Theses, Newcastle upon Tyne, 1968.
6. SMETHURST, B.K., Laboratory Investigations into the Criteria of Failure of a Type of Flat Arch. MSc. Thesis Newcastle upon Tyne, 1975.

7. WATSON, S.H., The Characteristics of Linear Arch Structure and Its Application. Ph.D. Thesis. Newcastle upon Tyne, 1979.
8. DOKTAN, M., The Long Term Stability of Room and Pillar Workings in a Gypsum Mine, Ph.D. Thesis, Newcastle upon Tyne, 1983.
9. COKER, E.G. ve Arkadaşları, A Treatise on Photoelasticity, Cambridge Univ.Press, 2nd Ed.1957.
10. FROCHT, M.M., Photoelasticity, I.II, John Wiley and Sons, 1948.

YERALTI AÇIKLIKLARININ YÜZEYİNDE OLUŞAN GERİLMELERİN HESAPLANMASI

İÇİN BAZI PRATİK YAKLAŞIMLAR

Some Practical Approaches for Calculation of Stresses Occurring on
the Surface of Underground Openings

Hasan GERÇEK*

ÖZET

Uzun eksenine dik kesitteki yüzeyi basit matematiksel bağıntılar ile tanımlanabilen bir geometrik şekilde olan yeraltı açıklıklarında yüzey gerilmelerinin hesaplanması için pratik yaklaşımlar incelenmiştir. Yaklaşık kare açıklık yüzeyinde oluşan elastik gerilmeleri veren özel bir formül geliştirilmiştir. Ayrıca, klasik "Greenspan Çözümü" özel olarak gözönünde bulundurulmuştur. Bu çözümün genelleştirilmesi yapılmış ve uygulanmasında faydalı olabilecek bazı ipuçları verilmiştir.

ABSTRACT

Some practical approaches have been investigated for the calculation of boundary stresses in the case of underground openings of which boundary perpendicular to its longitudinal axis is of a geometrical shape that can be defined by simple mathematical expressions. A special formula that gives the elastic stresses occurring on the surface of approximate square opening has been developed. Also, a special consideration has been given to the classical "Greenspan Solution." This solution has been generalized and some hints that can be useful in its application have been presented.

*H.Ü., Zonguldak Mühendislik Fak., Maden Müh.Bölümü, ZONGULDAK.

1. Giriş

Mühendislikte tasarımın temel amacı, oluşturulacak yapının, düzenegin ya da sistemin hizmet koşullarında duraylığını kaybetmeden işlevini yerine getirmesinin sağlanmasıdır. Gerilme çözümlemesi (analizi) yöntemleri, tasarımı amaçlanan üründen beklenen yapısal duraylığın önceden belirlenmesi için yapılan çalışmalarda tasarım-
cının vazgeçilmez araçları arasında yer alırlar.

Madencilik, inşaat ya da başka amaçlarla oluşturulan yeraltı açıklıklarının tasarımında da gerilme çözümlemesi yöntemleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Başlangıçta, çok basit açıklık şekilleri için, açıklığı çevreleyen ortamın özellik ve davranışında yapılan süreklilik, türdeşlik(homojenlik), eşyönlülük(izotropiklik) ve doğrusal elastiklik gibi idealleştirmelerin de yardımıyla tam matematiksel çözümler elde edilmiştir. Daha sonraları, fotoelastisite ve ölçekli modeller gibi fiziksel yöntemlerle de yapılmaya başlanan gerilme çözümlemesi çalışmaları, günümüzde hızla gelişen bilgisayar teknolojisine paralel olarak yeni boyutlar kazanmıştır. Çok geniş bellek kapasiteli ve yüksek hızlı işlemci özellikleri olan bilgisayarların yaygınlaşması ve dizey(matris) işlemleri için güçlü sayısal çözüm yöntemlerinin geliştirilmesi gibi etkenlerin de katkısıyla, tasarım mühendisinin çok yararlı yardımcıları durumuna gelen sayısal gerilme çözümlemesi yöntemleri, yeraltı açıklıklarının tasarımında da yaygın olarak kullanılmaktadır. Özellikle Sonlu Elemanlar ve Sınır Elemanları Yöntemleri, çok karmaşık (iki ya da üç boyutlu) açıklık geometrilerine, karmaşık sınır koşulları ve malzeme davranışları durumunda bile başarıyla uygulanabilmektedir.

Ancak, söz konusu yöntemlerin kullanılmasında, gerekli donanım ve yazılım olanaklarının yeterli olmadığı, kullanıcıların bu alanda yeterli bilgi ve deneyimlerinin bulunmadığı durumlarda ve çoğu zaman da tasarımın başlangıç safhalarında, detaylı çözümlemelere geçmeden önce yapılan ön çalışmalarda, bilinen basit matematiksel çözümlerden yararlanılmaktadır.

Bilinen matematiksel gerilme çözümlemeleri arasında, üzerinde en çok durulmuş ve en geliştirilmiş olanlar elastik malzeme davranışı

ile ilgilidir. Kaya kütlelerinin ve özellikle yeraltı açıklıklarında duraysızlık sorunlarına neden olan özellikteki ortamların her zaman elastik davranış göstermemelerine karşılık, açıklık çevresinde oluşan elastik gerilmelerin incelenmesi, nicelik bakımından olmasa bile nitelik açısından çok yararlı bilgiler verebilir (Daemen ve Fairhurst, 1978; Hoek ve Brown, 1980; Brady ve Brown, 1985).

Yeraltında boşlukların açılması sırasında, ortamda bulunan birincil gerilmeler altında dengede bulunan ve yük taşıyan malzemenin bir kısmı kazılarak alınmakta ve denge durumu bozulmaktadır. Bunun sonucu, boşluğun açılacağı bölgede başlangıçta yeralan malzemenin taşıdığı yükler, boşluk açıldıktan sonra bu bölgeyi çevreleyen malzemeye transfer olarak, bunlar üzerine daha önce etki etmekte olan yüklerle birlikte yeni denge durumlarının oluşmasına neden olurlar. Böylece, birincil gerilmelerin yön ve büyüklüklerinde oluşan değişmelerin yaratacağı ikincil gerilme alanı, açıklık çevresindeki malzemenin (kazıdan önceki durumuna kıyasla) bazı bölgelerde artan, bazı bölgelerde azalan ve bazı noktalarda da değişme göstermeyen gerilmelere maruz kalması ile kendini belli edecektir.

Tasarımcının önemli görevlerinden biri de açıklık çevresinde oluşan ikincil gerilme alanının yol açabileceği yapısal duraysızlıkları önceden belirlemektir. Bu amaç doğrultusunda öncelikle akla gelen pratik yaklaşım, gerilme yığılmalarının en kritik olduğu açıklık yüzeyinin incelenmesi ve oluşan yüzey gerilmelerinin ortamın dayanım özellikleriyle karşılaştırılmasıdır. Türdeş ve eşyönlü ortamda açılan iki boyutlu açıklık çevresinde oluşan elastik gerilmelerin ortamın elastik sabitlerinden bağımsız olması da bu yaklaşımı, çoğu zaman sınırlı verilerle çalışma durumunda olan mühendise oldukça çekici kılmaktadır.

Ancak, şekli önceden belirli bir açıklık yüzeyinde oluşacak elastik gerilmelerin bulunması, birincil gerilmelerin doğrultu ve büyüklüklerinin tanımlanmasıyla mümkün olabilmektedir ki bu da işin en zor yanıdır. Aslında, bu sorun yukarıda kısaca değinilen ve çok karmaşık problemlerin çözümünde kullanılan, güçlü sayısal gerilme çözümlemesi yöntemleri için de söz konusudur.

Ne var ki, durum mühendis için yine de umutsuz değildir. Çünkü düşey arazi gerilmelerinin genellikle derinlik ve ortalama katman yoğunluğu ile doğrudan ilişkili olması; yatay birincil gerilmenin düşey birincil gerilmeye oranının yüksek dağlar altında bir'den küçük, sığ derinliklerde ise (oldukça değişken olmakla birlikte) çoğunlukla bir'den büyük değerler alması ve derinlere gidildikçe bir'e yaklaşması; yamaçlarda en büyük birincil gerilmenin yamaç profiline paralel konumda oluşu gibi temel prensiplerden yararlanmak her zaman için olasıdır (Hoek ve Brown, 1980). Ayrıca, birincil gerilmelerin doğrultu ve büyüklüklerinin değişiminin, şekli bilinen bir açıklıktan beklenecek duraylığa etkisinin incelenmesi de (her zaman olmasa bile) açıklığın konumlandırılması ve/veya açıklık geometrisinin koşullara daha uygun bir şekilde değiştirilmesi yolundaki çalışmalarda önemlidir.

Sonuç olarak, yalnızca planlanan açıklık şekli ile ortamdaki birincil gerilmelerin doğrultu ve büyüklüklerinin tanımlanmasıyla açıklık yüzeyinde oluşacak gerilmelerin bulunmasını sağlayan basit formüllerin, söz konusu yeraltı yapılarının tasarımı ile uğraşan maden ve inşaat mühendislerine çok yararlı olduğu kuşkusuzca söylenebilir. Bu bildiride, işte bu temel düşünceden hareket edilerek, yukarıda sözü geçen tipteki bağıntılardan ikisi üzerinde durulmuştur. Bunlardan birincisi kare açıklık yüzeyindeki teğetsel gerilmeleri veren bağıntı olup, ikincisi de "Greenspan Çözümü" olarak bilinen ve çeşitli açıklık geometrilerine uygulanabilen bağıntıdır.

2. İKİ BOYUTLU YERALTI AÇIKLIKLIKLARI VE DÜZLEM ELASTİSİTE ÇÖZÜMLERİ

Yeraltı açıklıkları çevresinde oluşan ikincil gerilme alanı üç boyutlu bir dağılım gösterir. Bu yüzden, yeraltı açıklıklarının gerilme çözümlemesi ancak üç boyutlu yöntemler kullanılarak tam ve anlamlı bir şekilde yapılabilir. Bununla birlikte, tünel tasarımı gibi bazı çalışmalarda karmaşık üç boyutlu yöntemler yerine çok daha basit olan kesitsel düzlem birim şekil değiştirme çözümlemeleri kullanılır. Bu iki boyutlu yaklaşımdaki temel varsayım, incelenen kesit düzlemindeki noktalarda, birim şekil değiştirme gereyinin (tansörünün) söz konusu düzleme dik konumdaki bileşenlerinin sıfır, diğerlerinin ise bu doğrultudan bağımsız olduğudur.

Bu basitleştirilmiş yaklaşım, özellikle tüneller gibi uzunluğu kesitsel boyutlarına kıyasla çok daha büyük olan yeraltı açıklıklarının gerilme çözülmesinde kullanılır. Ayrıca, gerilme dağılımının incelendiği yapısal bölgede, söz konusu açıklığın kesitsel boyutları ile boşluğu çevreleyen ortamın mekanik özellik ve davranışının açıklığın uzun eksen boyunca değişmemesi gerektiğinin de bu yaklaşımın uygulanabilme önşartları arasında olduğu unutulmamalıdır.

Çevresinde oluşan gerilme ve yer yer değiştirmelerin dağılımı, düzlem şekil değiştirme çözülmesiyle incelenebilen yeraltı açıklıkları, "iki boyutlu" olarak sıfatlandırılabilir. Ancak, iki boyutlu açıklıkların en tipik örneği olan tünellerde bile üç boyutlu çözümleme yöntemleri kullanılarak incelenmesi gereken kazı arını çevresi, giriş ya da çıkış ağızları, diğer açıklıklarla oluşturulan yol keşişmesi (kavşak) bölgeleri ve kesit geometrisinin aniden değiştiği yerler gibi "üç boyutlu bölgeler" de vardır.

Kusursuz mekanik özellikteki (sürekli, türdeş ve eşyönlü) ortamlarla ilgili düzlem elastisite kuramında, cisim kuvvetlerinin (örneğin, yerçekimi kuvvetlerinin) olmadığı ve sınır koşullarında yalnızca gerilmelerin tanımlandığı (birinci tip) sınır değeri problemlerinde, gerilme dağılımını veren matematiksel bağıntılar, düzlem gerilme ve düzlem birim şekil değiştirme durumlarının her ikisi için de aynıdır (Malvern, 1969)* Bu durumda, yeryüzünden yeterli derecede bir derinlikte ve kusursuz sayılabilecek bir ortamda açılan bir yeraltı açıklığı çevresindeki elastik gerilmelerin dağılımı problemi, aslında bir düzlem gerilme problemi olan ve kendi düzlemine paralel kenar yükleri altındaki, ince ve sonsuz genişlikte bir plaka içinde açılmış delik çevresindeki elastik gerilmelerin dağılımı problemine eşdeğer olarak alınabilir.

* Düzlem birim şekil değiştirme durumunda, incelenen düzleme dik konumdaki normal gerilmenin (düzlem gerilme durumunun aksine) sıfır olması koşulu olmadığı için, bu bileşen diğer iki normal gerilme, ortamın Poisson Oranı ve bu doğrultudaki birincil gerilme yardımıyla bulunabilir.

3. "SONSUZ PLAKA İÇİNDEKİ DELİK" PROBLEMİ

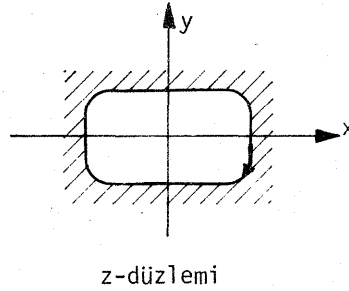
Düzlem elastisitede yaygın olarak kullanılan bir yaklaşımla, basit geometride olmayan bölgeler ile ilgili bazı sınır değeri problemleri, söz konusu bölgenin daha basit bir şekle dönüştürülmesi ile çözülür. Genellikle bu tip dönüşümlerle daha karmaşık sınır koşulları olursa da elde edilen yeni geometrinin çok basit oluşunun çözümde sağladığı yararlar çok daha önemlidir.

Muskhelishvili(1953), karmaşık değişkenler kuramını kullanarak düzlem elastisitenin sınır değeri problemleri için çok güçlü çözüm yöntemleri geliştirmiştir. Özellikle açıkörür gönderim (konform tasvir) ile bir dairesel bölge problemine dönüştürülebilen sonsuz plaka içindeki delik problemlerinin çoğu kolaylıkla çözülebilmektedir. Yöntem, detaylı olarak birçok kitapta anlatılmıştır (Muskhelishvili, 1953; Savin, 1961; Sokolnikoff, 1965; Timoshenko ve Goodier, 1970; England, 1971). Bu yüzden, burada yalnızca yöntemin önemli yönleri üzerinde durulacaktır.

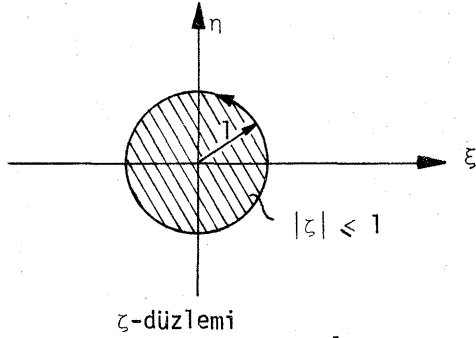
İlgilendiğimiz problem tipinde, karmaşık z -düzleminde ortasından belirli bir şekli olan sınırlı bir parça çıkartılmış, sonsuz uzaklıktaki noktaları da içeren bir bölgeyi matematiksel olarak tanımlamak ve delik yüzeyinin karmaşık ζ -düzlemindeki birim daire üzerine, deliği çevreleyen alının da birim daire dışına ($|\zeta| \geq 1$) ya da birim daire içine ($|\zeta| \leq 1$) gönderimini sağlayan bir $z = \omega(\zeta)$ dönüşüm işlevini (fonksiyonunu) bulmak gerekmektedir (Şekil 1). Örneğin deliğin yer aldığı koordinat sisteminin baş noktası ($z=0$) delik içine alınmışsa, delik dışındaki sonsuz bölgeyi ζ -düzlemindeki birim daire içine taşıyan $z=\omega(\zeta)$ dönüşüm işlevi aşağıdaki tipte olacaktır (Savin, 1961):

$$z = \omega(\zeta) = R \frac{1}{\zeta} + c_1 \zeta + c_2 \zeta^2 + c_3 \zeta^3 + \dots + c_n \zeta^n \quad (1)$$

Burada R , deliğin boyutları (genişlik, yükseklik, eğrilik yapıcısı, v.b.) ile ilgili bir sabit; $c_1, c_2, c_3, \dots, c_n$ deliğin şeklini belirleyen katsayılar ve $\zeta = \rho \cdot \exp(i\theta)$ dir. $z = \omega(\zeta)$ Bağıntısı, ζ -düzlemindeki dairesel ve ışınsal (radyal) çizgi ailelerine karşılık gelen, z -düzleminde bir $\rho \neq 0$ eğrisel dikey koordinat sisteminini tanımlar. Yukarıdaki (1) bağıntısında $\rho = 1$ ($\zeta = \exp(i\theta)$) koyulup

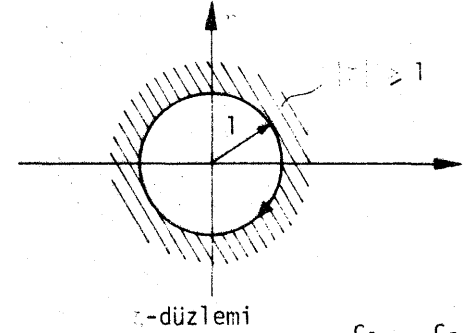


Birim Daire İçine Gönderim



$$z = x + iy = \omega(\zeta) = R\left(\frac{1}{\zeta} + c_1\zeta + c_2\zeta^2 + \cdots + c_n\zeta^n\right)$$

Birim Daire Dışına Gönderim



$$z = x + iy = \omega(\zeta) = R\left(\zeta + \frac{c_1}{\zeta} + \frac{c_2}{\zeta^2} + \cdots + \frac{c_n}{\zeta^n}\right)$$

Şekil 1. Sonsuz plaka içindeki delik problemi için temel açıkörür gönderim işlevleri.

gerçek ve sanal kısımları ayrılırsa, delik yüzeyinin parametrik denklemleri olan

$$x = R(\cos \theta + c_1 \cdot \cos \theta + c_2 \cdot \cos 2\theta + \dots + c_n \cdot \cos n\theta) \quad (2a)$$

$$y = R(-\sin \theta + c_1 \cdot \sin \theta + c_2 \cdot \sin 2\theta + \dots + c_n \cdot \sin n\theta) \quad (2b)$$

elde edilir. Gözönünde bulundurulmuş dönüşüm işlevi, delik dışını birim daire içine taşıdığı için, $\zeta = \exp(i\theta)$ noktası $|\zeta| = 1$ dairesini artı (ters saat dönüşü) yönünde dolaşırken, buna karşılık gelen $z = + iy$ noktası da delik yüzeyini eksi (saat dönüşü) yönünde çizmektedir. Dönüşüm birim dairenin dışına olursa, ζ - ve z -düzlemlerindeki dönüş yönleri aynıdır.

Açıkörür dönüşümlerde, delik yüzeyinin düzgün ve sürekli değişen bir teğetinin olması durumunda, birim dairenin yüzeyi ile karşılıklı ve sürekli bir çakışma söz konusudur. Ancak, delik şeklinin "çokgen" olduğu durumlarda, teğetin değişimi köşelerde süreksiz olacaktır. Aşağıda verilen ve kenar sayısı m olan düzgün çokgen şeklindeki bir delik dışındaki alanın birim daire içine gönderimini sağlayan işlev bu duruma bir örnektir (Savin, 1961).

$$\begin{aligned} z = \omega(\zeta) = R \{ & \frac{1}{\zeta} - \frac{2}{m(m-1)} \zeta^{m-1} + \frac{2(m-2)}{2m^2(2m-1)} \zeta^{2m-1} \\ & - \frac{2(m-2)2m-2}{6m^3(3m-1)} \zeta^{3m-1} + \frac{2(m-2)(2m-2)(3m-2)}{24m^4(4m-1)} \zeta^{4m-1} \\ & - \frac{2(m-2)(2m-2)(3m-2)(4m-2)}{120m^5(5m-1)} \zeta^{5m-1} + \dots \} \quad (3) \end{aligned}$$

$$m = 3, 4, 5, \dots$$

Pratik olarak (3) işlevinin sonlu bir sayıda terimi gözönünde bulundurulursa, eğrisel kenarlı ve köşeleri yuvarlatılmış düzgün çokgenler elde edilir. Ancak, bu işlev hızla yakınsayan bir seri olduğu için yeterli sayıda terimin kullanılmasıyla, istenen düzgün çokgen (kenarlarının düzgünlüğü ve köşelerdeki eğrilik yarıçapının küçüklüğü bakımından) belirli bir doğrulukta tanımlanabilir.

Şekil 2'de (3) bağıntısının ilk birkaç teriminin kullanılması durumunda elde edilen düzgün çokgenler ve bunlarla ilgili dönüşüm işlevleri $m=3,4,5$ ve 6 değerleri için gösterilmiştir.

Dönüşüm işlevi bilindiği zaman, özet olarak, verilen sınır koşullarının da dönüşümü yapılarak elde edilen iki karmaşık gerilme işlevi yardımıyla delik çevresindeki gerilme bileşenleri bulunur.

4. KARE AÇIKLIK (DELİK) YÜZEYİNDEKİ GERİLMELER

Temel olarak Muskhelishvili'nin yöntemini alan bazı araştırmacılar, sonsuz plaka içinde açılmış kare şeklindeki delik çevresindeki gerilmeleri incelemişlerdir. Bu çalışmalardan birkaçı aşağıda özetlenmiştir.

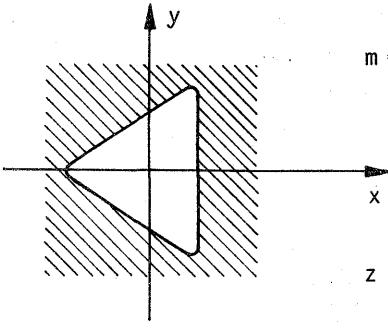
Brock (1958)*, plakanın tek eksenli gerilme altında bulunması durumunda delik yüzeyinde oluşan teğetsel gerilmeleri incelemiştir. Kare şeklindeki deliğin köşelerindeki eğrilik yarıçapı, kenar uzunluğunun $1/32$ 'si ile yarısı arasında değiştirilirken, gerilme doğrultusunun deliğin bir kenarına ve bir köşegenine paralel olması durumları gözönünde bulundurulmuştur.

Heller, Brock ve Bart (1958)*, iki eksenli genel bir gerilme altındaki sonsuz plaka içinde açılmış olan dikdörtgen şeklindeki delik yüzeyinde oluşan gerilmeleri incelemişlerdir. Dikdörtgenlerde yüksekliğin genişliğe oranı $1/4$ ile 1(kare) arasında değiştirilirken, köşelerdeki eğrilik yarıçapının, genişliğin $1/32$ 'si ve daha büyük katları olduğu durumlar araştırılmıştır.

Savin (1961)** (3) bağıntısı ile verilen dönüşüm işlevinin kare delik geometrisini veren şeklini kullanarak, tek eksenli gerilme altındaki sonsuz plaka içinde açılmış kare delik çevresinde oluşan

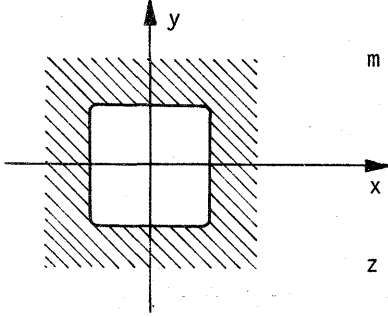
* Deliği çevreleyen alanın birim daire dışına açıyor gönderimi yapılmıştır.

** Savin'in çalışmaları aslında yukarıdaki ilk iki araştırmadan çok daha önce, 1951'de Rusça ve 1956'da Almanca olarak yayınlanmıştır.



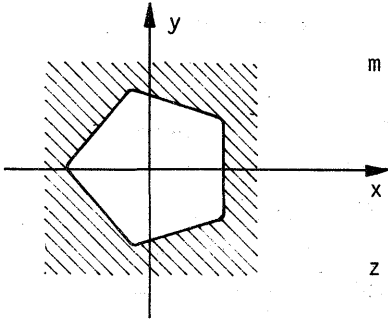
$m = 3$ için eşkenar üçgen

$$z = \omega(\zeta) = R\left(\frac{1}{\zeta} - \frac{1}{3}\zeta^2 + \frac{1}{45}\zeta^5 - \frac{1}{162}\zeta^8 + \dots \right)$$



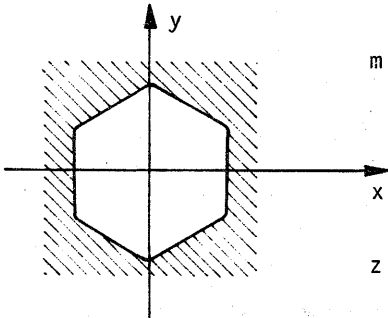
$m = 4$ için kare

$$z = \omega(\zeta) = R\left(\frac{1}{\zeta} - \frac{1}{6}\zeta^3 + \frac{1}{56}\zeta^7 - \frac{1}{176}\zeta^{11} + \dots \right)$$



$m = 5$ için düzgün beşgen

$$z = \omega(\zeta) = R\left(\frac{1}{\zeta} - \frac{1}{10}\zeta^4 + \frac{1}{75}\zeta^9 - \frac{4}{875}\zeta^{14} + \dots \right)$$



$m = 6$ için düzgün altıgen

$$z = \omega(\zeta) = R\left(\frac{1}{\zeta} - \frac{1}{15}\zeta^5 + \frac{1}{99}\zeta^{11} - \frac{5}{1377}\zeta^{17} + \dots \right)$$

Şekil 2. Düzgün çokgenleri çevreleyen alanların birim daire içine gönderimini sağlayan dönüşüm işlevleri.

gerilmeleri incelemiştir. Ancak, Savin kitabında, söz konusu dönüşüm işlevinin yalnızca ilk iki, üç ve dört teriminin kullanılması durumlarını gözönünde bulundurmıştır.

Burada sunulan çalışmada, Savin (1961) tarafından da kullanılan

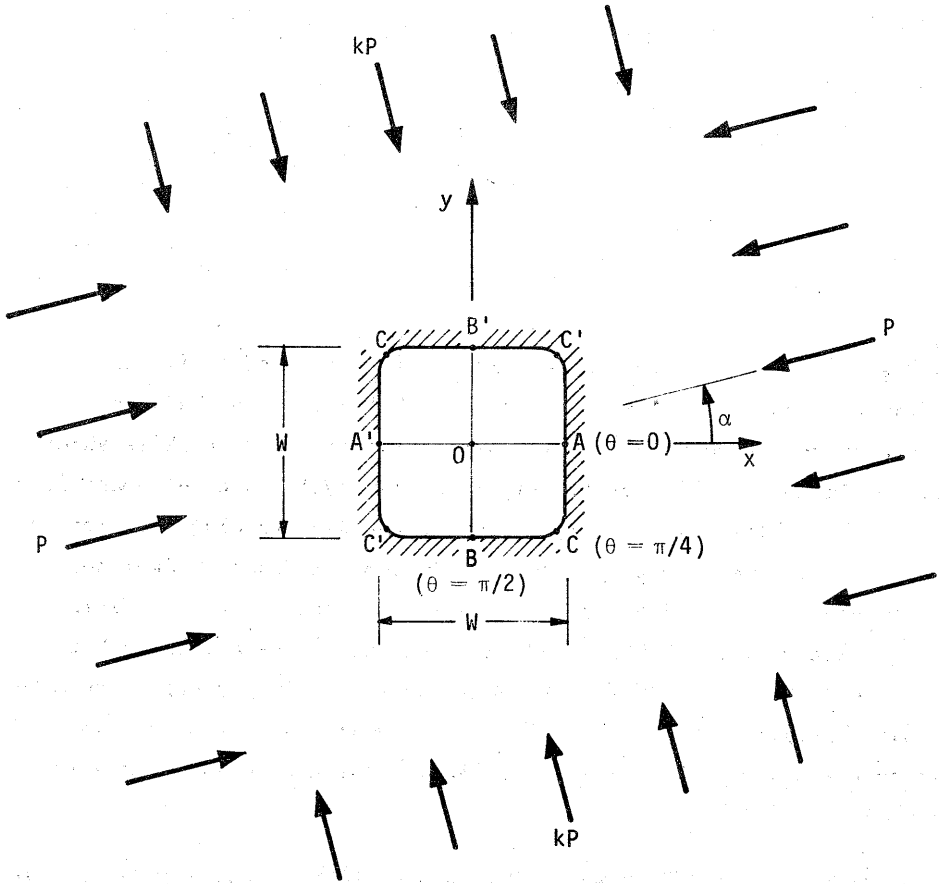
$$z = \omega(\zeta) = R \left(\frac{1}{\zeta} - \frac{1}{6} \zeta^3 + \frac{1}{56} \zeta^7 - \frac{1}{176} \zeta^{11} + \frac{1}{384} \zeta^{15} - \frac{7}{4864} \zeta^{19} + \dots \right) \quad (4)$$

dönüşüm işlevinden yararlanılmıştır. Bu işlevin sırayla ilk iki teriminden başlayıp, ilk altı teriminin kullanılmasına kadar olan beş ayrı çözüme de uygulanabilen bir yaklaşımla, kare açıklık yüzeyinde oluşan teğetsel gerilme yığılması katsayılarının bulunması için bir formül geliştirilmiştir. Söz konusu formülde yer alan terimler ve katsayılar, temel olarak alınan (4) dönüşüm işlevinde kullanılan terim sayısı ile birlikte değişmektedir. Kullanılan terim sayısının artışı ile dönüşüm işlevinin tanımladığı karenin kenarlarının bir doğru'dan sapması azalmakta ve köşelerdeki eğrilip yarıçapı küçülmektedir. Örneğin, ilk altı terimin kullanılması sonucu elde edilen karenin köşelerindeki eğrilik yarıçapı, kenar uzunluğunun yaklaşık 1/145'i olmaktadır.

Çözümü sunulan probleme göre, kare açıklık, yatay x-ekseni ($\theta = 0$) ile ters saat dönüşü yönünde bir " α " açısı yapan doğrultuda etkiyen bir "P" ve ona dik konumdaki "kP" büyüklüğündeki asal gerilmelerin oluşturduğu birincil gerilme alınanda açılmıştır (Şekil 3).

Oluşturuluşundaki temel yaklaşım kısaca Ek 1'de açıklanan ve kare açıklığın yüzeyindeki bir noktada teğetsel gerilme yığılması katsayısını veren eşitlik aşağıdadır:

$$\sigma_{\theta}/P = 4\{(AC + BD) + k(EC + FD)\} \div (C^2 + D^2) \quad (5)$$



Şekil 3. Kare açıklık problemi.

Burada,

$$A = -\frac{1}{4} \sum_{j=1}^{2n-3} \{ (2j-1)(a_{2j-1} \cos 2\alpha \cos 2j\theta - b_{2j-1} \sin 2\alpha \sin 2j\theta) + (2j+1) a_{2j+1} \cos 2(j+1)\theta \} \quad (6.a)$$

$$B = \sum_{j=1}^{2n-3} \{ (2j-1)(a_{2j-1} \cos 2\alpha \sin 2j\theta + b_{2j-1} \sin 2\alpha \cos 2j\theta) + (2j+1)a_{2j+1} \sin 2(j+1)\theta \} \quad (6.b)$$

$$C = -1 + \sum_{j=1}^{2n-3} (2j+1)c_{2j+1} \cos 2(j+1)\theta \quad (6.c)$$

$$D = \sum_{j=1}^{2n-3} (2j+1)c_{2j+1} \sin 2(j+1)\theta \quad (6.d)$$

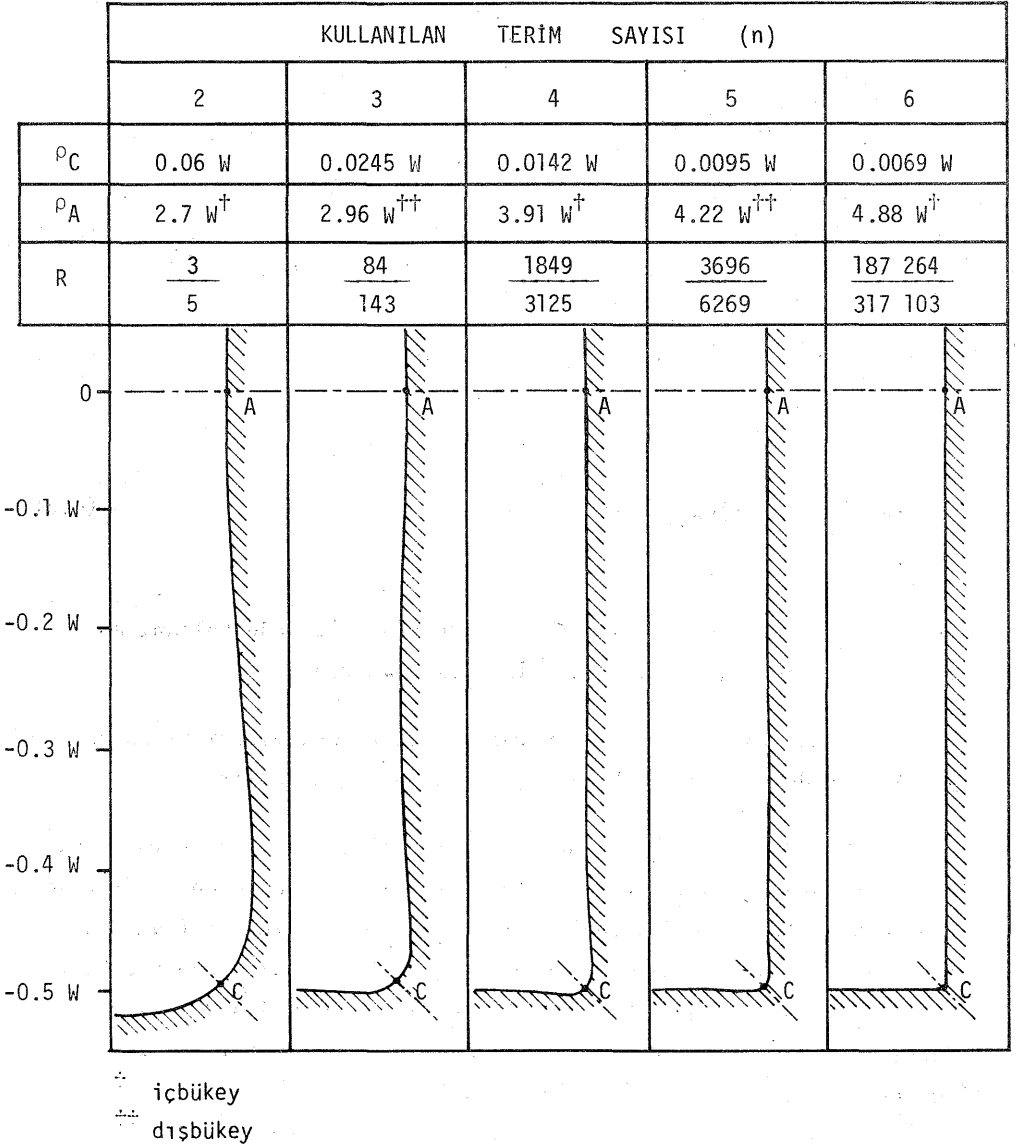
Ayrıca "n", (4) bağıntısı ile verilen dönüşüm işlevinde kullanılan terim sayısı olup, $j=1, 3, 5, \dots$ gibi tek tamsayıdır.

Yukarıdaki (5) eşitliğinde yer alan E ve F katsayıları ise sırasıyla A ve B'de " α " yerine " $\alpha + \pi/2$ " alınarak bulunabilir.

Yukarıda verilen (6) bağıntılarındaki "a" ve "b" katsayıları, Ek 1'de anlatılan karmaşık gerilme işlevindeki katsayılar olup, "c"ler de (4) dönüşüm işlevindeki katsayılardır. Dönüşüm işlevinde kullanılan terim sayısına göre delik yüzeyinin aldığı şekiller ile köşelerdeki ve kenarların orta noktasındaki eğrilik yarıçapları Şekil 4'de gösterilirken; "a", "b" ve "c" katsayılarının aldıkları değerler de Çizelge 1'de verilmiştir.

Beklendiği gibi, dönüşüm işlevinde kullanılan terim sayısının artışı (köşelerdeki eğrilik yarıçapının küçülmesi) ile açıklığın köşelerinde oluşan teğetsel gerilmeler hızla artmaktadır. Bu durum,

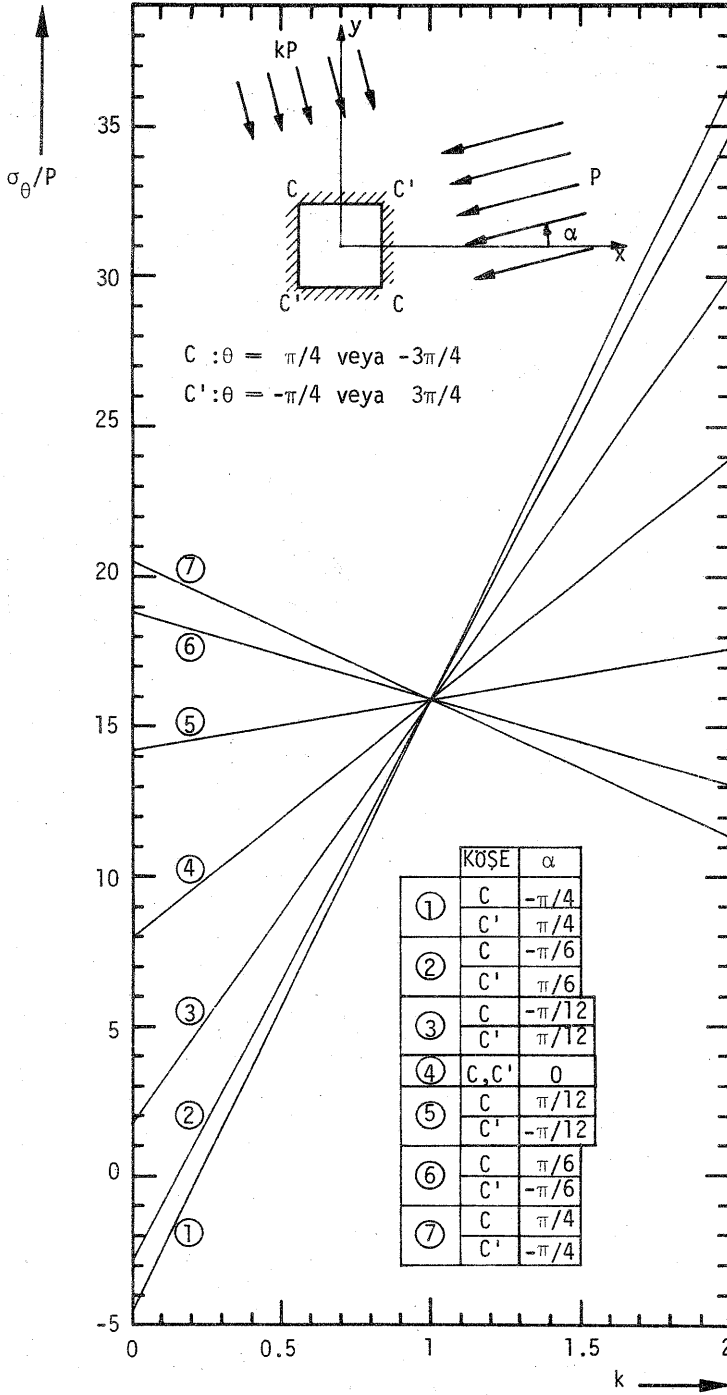
$$\omega(\zeta) = R \left(\frac{1}{\zeta} - \frac{1}{6} \zeta^3 + \frac{1}{56} \zeta^7 - \frac{1}{176} \zeta^{11} + \frac{1}{384} \zeta^{15} - \frac{7}{4864} \zeta^{19} + \dots \right)$$



Şekil 4. Dönüşüm işlevinde kullanılan terim sayısının köşelerdeki ve kenarların orta noktasındaki eğrilik yarıçaplarına (ρ_C ve ρ_A) ve kenarların düzgünlüğüne etkisi.

Çizelge 1. "a", "b" ve "c" Kasayıları.

	KULLANILAN TERİM SAYISI (n)				
	2	3	4	5	6
a ₁	3/7	4704/11 045	0.425 404	0.425 251	0.425 188
a ₃	1/24	59/1272	0.047 627	0.048 146	0.048 418
a ₅		84/11 045	0.008 562	0.008 842	0.008 955
a ₇		-1/224	-0.005 986	-0.006 547	-0.006 821
a ₉			-0.002 417	-0.002 855	-0.003 011
a ₁₁			1/704	0.002 122	0.002 432
a ₁₃				0.001 107	0.001 349
a ₁₅				-1/1536	-0.000 860
a ₁₇					-0.000 612
a ₁₉					7/19 456
b ₁	3/5	4704/7741	0.609 921	0.610 902	0.611 426
b ₅		-84/7741	-0.012 993	-0.013 828	-0.014 250
b ₉			0.003 465	0.004 447	0.004 900
b ₁₃				-0.001 591	-0.002 135
b ₁₇					0.000 880
c ₃	-1/6				
c ₇		1/56			
c ₁₁			-1/176		
c ₁₅				1/384	
c ₁₉					-7/4864



Şekil 6. Dönüşüm işlavinin ilk altı teriminin kullanılması ($n = 6$) durumunda, köşelerde oluşan teğetsel gerilmelerin, birincil gerilme alanı ile değişimi.

dönüşü yönündedir). Söz konusu parametrelerin belirli değerleri için basit (kendisini kesmeyen) kapalı eğriler elde edilir; öyle ki, bunların değerlerinde yapılacak uygun düzenlemeler ile daire, elips, yaklaşık ovaloid, köşeleri yuvarlatılmış yaklaşık kare ve dikdörtgenler tanımlanabilir.

Burada, "Greenspan Çözümü"nün açıklık yüzeyindeki teğetsel gerilmeleri veren bağlantısı üzerinde durulacaktır. Söz konusu bağlantı, aynı zamanda, Obert ve Duvall (1967) tarafından da incelenmiş ve özgün çözüm ayrıca Dhar, Geldart ve Udd (1970) tarafından tekrarlanmıştır.

Eksenlerin dönmesi ile ilgili temel dönüşümler kullanılarak, Greenspan problemi Şekil 7'de gösterildiği gibi genelleştirilmiştir. Buna göre, birincil gerilme alanı, yatay ile ters saat dönüşü yönünde bir " α " açısı yapan doğrultudaki "P" ve ona dik konumdaki "kP" asal gerilmeleri ile tanımlanan bir ortamda açılan ve yüzeyi (7) parametrik denklemleri ile verilen açıklığın $\theta = 0$ 'a karşılık gelen x-ekseninin yatay ile bir " β " açısı yapması durumunda, yüzeyindeki herhangi bir noktadaki teğetsel gerilme yığılması katsayısı, aşağıda verilen bağlantıdan bulunabilir.

$$\begin{aligned} \sigma_{\theta}/P = & \{(k_x + k_y)(p^2 \sin^2 \theta + q^2 \cos^2 \theta - 9r^2) \\ & - k_{xy}(p+q)^2(p+q+6r) \sin 2\theta \div (p+q+2r) \\ & + 2(p+q)(q.k_x - p.k_y) [(p-3r) \sin^2 \theta - (q-3r) \cos^2 \theta \div (p+q-2r)] \\ & \div [(p^2+6rq) \sin^2 \theta + (q^2+6rp) \cos^2 \theta - 6r(p+q) \cos^2 2\theta + 9r^2] \} \end{aligned} \quad (9)$$

Buradaki k_x , k_y ve k_{xy} aşağıdaki

$$k_x = \frac{1+k}{2} + \frac{1-k}{2} \cos 2(\beta-\alpha) \quad (10.a)$$

$$k_y = \frac{1+k}{2} - \frac{1-k}{2} \cos 2(\beta-\alpha) \quad (10.b)$$

2. Parametrik eşitliklerin tanımladığı açıklığın genişliğinin yüksekliğine oranı $W/H = (p + r) / (q + r)$ dir.
3. Elips için $r=0$ ve $W/H = p/q$ dur (daire için $p=q$).
4. Yaklaşık kare ve dikdörtgenler tanımlanırken, köşelerdeki eğrilik yarıçapı, "r" de yapılacak değişiklikler ile bir dereceye kadar ayarlanabilir. Ancak, köşelerdeki eğrilik yarıçapı, "r" de yapılacak değişiklikler ile bir dereceye kadar ayarlanabilir. Ancak, köşelerdeki eğrilik yarıçapı küçülürken, kenarların içbükeyleşeceği unutulmamalıdır.

Greenspan çözümünde, $p=q=0.6$ ve $r=-0.1$ alındığı zaman elde edilen yaklaşık kare, daha önce sunulan kare açıklık probleminde (4) dönüşüm işlevinin ilk iki teriminin kullanılması ($n=2$) durumunda elde edilen şeklin aynısı olup, bu özel durum Jaeger ve Cook (1976) tarafından da incelenmiştir.

6. SONUÇ

Yeraltı açıklıklarının tasarımı, açıklık çevresinde ve özellikle açıklık yüzeyinde oluşan gerilmelerin bilinmesinin birçok pratik yararları vardır. Açıklık yüzeyi basit matematiksel bağıntılar ile tanımlanabildiği zaman, düzlem elastisitenin güçlü çözüm yöntemleri kullanılarak, tasarımcının kolayca uygulayabileceği pratik matematiksel bağıntılar elde edilerek yüzey gerilmeleri hesaplanabilir. Bu yaklaşım ile olası duraysızlıklar önceden belirlenerek, gerekli tasarım önlemleri alınabilir.

BRAD, B.H.G. ve BROWN, E.T., Rock Mechanics for Underground Mining, George Allen and Unwin, London, 1985.

BROCK, J.S., "The Stresses Around Square Holes With Rounded Corners," Journal of Ship Research, Vol.2, No.2, October 1958, s.37-41.

DAEMEN, J.J.K. ve FAIRHURST, C., Ground-Support Interaction Fundamentals and Design Implications (Appendix K), Shafts and Tunnels in Rock, Engineering Manual EM 1110-2-2901, U.S. Army Corps of Engs., 1978.

DHAR, B.B., GELDART, L.P. ve UDD, J.E., "Stresses in Depth Around Elliptical and Ovaloid Openings in an Infinite Elastic Medium," CIM Transactions, Vol.73, 1970, s.94-101.

ENGLAND, A.H., Complex Variable Methods in Elasticity, Wiley-Interscience, London, 1971.

GREENSPAN, M., "Effect of Small Hole on the Stresses in a Uniformly Loaded Plate," Quarterly Journal of Applied Mathematics, Vol.2, No.1, 1944, s.60-71.

HELLER, S.R., BROCK, J.S. ve BART, R., "The Stresses Around a Rectangular Opening With Rounded Corners in a Uniformly Loaded Plate," Proc. of the Third U.S. National Congress of Applied Mechanics, Brown Univ., Providence, R.I., June 11-14, 1958, ASME, 1958, s.357-368.

HOEK, E. ve BROWN, E.T., Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.

JEAGER, J.C. ve COOK, N.G.W., Fundamentals of Rock Mechanics, 2nd edn., Chapman and Hall, London, 1976.

MALVERN, L.E., Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium, Parentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1969.

MUSKHELISHVILI, N.I., Some Basic Problems of the Mathematical Theory of Elasticity, 3rd edn., çev. J.R.M. Radok, P.Noordhoff Ltd., Groningen, Netherlands, 1953.

OBERT, L. ve DUVALL, W.I., Rock Mechanics and Design of Structures in Rock, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.

SAVIN, G.N., Stress Concentration Around Holes, çev. E.Gros, Pergamon Press, Oxford, 1961.

SOKOLNIKOFF, J.S., Matematik Elastisite Teorisi, çev. E.S.Şuhubi, İTÜ Kütüphanesi, Sayı:613, İstanbul, 1965.

TIMOSHENKO, S.P. ve GOODIER, J.N., Theory of Elasticity, 3rd edn., McGraw-Hill, New York, 1970.

Açıkörür gönderim için gerekli olan dönüşüm işlevi $\omega(\zeta)$ bilindiği zaman, verilen gerilme durumu ile ilgili sınır koşullarının dönüşümü yapılarak elde edilen bağıntılardan $\phi(\zeta)$ ve $\psi(\zeta)$ karmaşık gerilme işlevlerinin bulunuşu Muskhelishvili (1953), Savin (1961) ve Sokolnikoff (1965) tarafından detaylı olarak anlatılmıştır. Bu üç işlevin yardımı ile z-düzleminde (sonsuz plaka içindeki delik çevresinde) $\rho-\theta$ eğrisel dikey koordinat sistemindeki gerilme bileşenleri, Kolosov-Muskhelishvili bağıntıları olarak bilinen

$$\sigma_{\theta} + \sigma_{\rho} = 2 \left\{ \frac{\phi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)} + \overline{\frac{\phi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)}} \right\} \quad (I.1)$$

$$\sigma_{\theta} - \sigma_{\rho} + 2i\tau_{\rho\theta} = \frac{2 \cdot \zeta^2}{\rho^2 \cdot \omega'(\zeta)} \left[\overline{\omega(\zeta)} \left\{ \frac{\phi''(\zeta)}{\omega'(\zeta)} - \frac{\phi'(\zeta) \cdot \omega''(\zeta)}{|\omega'(\zeta)|^2} \right\} + \psi'(\zeta) \right] \quad (I.2)$$

eşitliklerinden bulunabilir. Buradaki σ_{ρ} , σ_{θ} ve $\tau_{\rho\theta}$ gerilme bileşenleri, x-y koordinat sisteminin baş noktasının gerilmelerin incelendiği noktaya taşınması ve y-ekseninin " $\rho = \text{sabit}$ " eğrisine teğet olması durumundaki σ_x , σ_y ve τ_{xy} bileşenlerine eşittirler.

Delik yüzeyine hiçbir dış kuvvetin etkimemesi durumunda, delik yüzeyindeki teğetsel gerilmeler, (I.1) bağıntısı kullanılarak,

$$\sigma_{\theta} = 4 \operatorname{Re} \left| \frac{\phi'(\zeta)}{\omega'(\zeta)} \right|_{\zeta} = \exp(i\theta) \quad (I.3)$$

olarak bulunabilir (Savin, 1961). Burada, "Re" köşeli parantez içindeki deyim gerçekte kısım demektir. Bu durumda, (I.3) eşitliğine göre, serbest delik yüzeyindeki gerilmeler yalnızca $\omega(\zeta)$ ve $\phi(\zeta)$ karmaşık işlevlerinin bilinmesiyle bulunabilir.

Söz konusu kare açıklık için dönüşüm işlevi, (4) eşitliğinde verildiği gibi

$$\omega(\zeta) = R \left(\frac{1}{\zeta} + c_3 \zeta^3 + c_7 \zeta^7 + c_{11} \zeta^{11} + c_{15} \zeta^{15} + c_{19} \zeta^{19} + \dots \right) \quad (I.4)$$

şeklinde olup, açıklık yüzeyinin koordinatları da

$$x = R(\cos \theta + c_3 \cos 3\theta + c_7 \cos 7\theta + c_{11} \cos 11\theta + \dots) \quad (I.5a)$$

$$y = R(-\sin \theta + c_3 \sin 3\theta + c_7 \sin 7\theta + c_{11} \sin 11\theta + \dots) \quad (I.5b)$$

bağıntıları ile bulunabilir. Dönüşüm işlevi (I.4)'ün kullanılan terim sayısına göre "R" ve "c" katsayılarının aldıkları değerler Şekil 4 ve Çizelge 1'de verilmiştir.

Bu dönüşüm işlevi kullanılarak, açıklığın $\theta = 0$ veya x-ekseni ile bir " α " açısı yapan doğrultuda etkiyen bir "P" gerilmesi altındaki plaka içinde açılmış kare delik için $\phi(\zeta)$ gerilme işlevi

$$\begin{aligned} \phi(\zeta) = P.R \left[\frac{1}{4} \frac{1}{\zeta} + (a_1 \cos 2\alpha + ib_1 \sin 2\alpha)\zeta + a_3 \zeta^3 \right. \\ \left. + (a_5 \cos 2\alpha + ib_5 \sin 2\alpha)\zeta^5 + a_7 \zeta^7 + \dots \right] \quad (I.6) \end{aligned}$$

şeklinde olup $\omega'(\zeta)$ ve $\phi'(\zeta)$ da iki karmaşık işlev oldukları için

$$\phi'(\zeta) = P.R (A + iB) \quad (I.7)$$

$$\omega'(\zeta) = P (C + iD) \quad (I.8)$$

alınabilir. Bunlar (I.3) bağıntısında yerlerine koyulursa,

$$\sigma_\theta = 4P(AC + BD)/(C^2 + D^2) \quad (I.9)$$

olarak elde edilir. Aynı işlem, deliğin $\theta = 0$ eksenini ile " $\alpha + \pi/2$ " açısı yapan doğrultuda etkiyen "kP" gerilmesi için tekrarlanırsa, ilgili $\phi(\zeta)$ karmaşık gerilme işlevi, (I.6) bağıntısında " α " yerine " $\alpha + \pi/2$ " alınarak bulunabilir. Benzer şekilde,

$$\phi'(C) = kP.R (E + iF) \quad (I.10)$$

olarak yazılabilir. (1.3) Bağıntısı da

$$\sigma_{\theta} = 4kP(EC + FD)/(C^2 + D^2) \quad (I.11)$$

şeklinde olacaktır.

Sonuç olarak, Şekil 3 ile tanımlanan gerilme durumu için de delik yüzeyindeki bir noktadaki teğetsel gerilme, (I.9) ve (I.11)'in toplamı olarak,

$$\sigma_{\theta} = 4P \{(AC + BD) + k(EC + FD)\} : (C^2 + D^2) \quad (I.12)$$

şeklinde elde edilir. Burada kullanılan A, B, C, D, E ve F simgeleri metinde verilen (6) bağıntıları ile tanımlanmıştır. Ayrıca, bu bağıntılarda yer alan "a" ve "b" katsayıları, (I.6) bağıntısındaki katsayıların aynısı olup, dönüşüm işlevinde kullanılan terim sayısına göre aldıkları değerler, Çizelge 1'de verilmiştir.

EK II

Greenspan probleminde, açıklık yüzeyindeki herhangi bir noktada, Şekil 7'de tanımlanan " γ " kutupsal açısına karşılık gelen " θ " eğrisel koordinat bileşeni, aşağıda verilen üçüncü dereceden denklemin kökleri (gerçek kökü) yardımı ile bulunabilir.

$$\tan^3 \theta + A_1 \tan^2 \theta + A_2 \tan \theta + A_3 = 0 \quad (II.1)$$

Burada,

$$A_1 = -\tan \gamma \frac{p-3r}{q+r} \quad (II.2a)$$

$$A_2 = \frac{q-3r}{q+r} \quad (II.2b)$$

$$A_3 = -\tan \gamma \frac{p + r}{q + r} \quad (\text{II.2c})$$

bağıntılarından bulunduktan sonra,

$$S = A_2/3 - A_1^2/9 \quad \text{ve} \quad (\text{II.3a})$$

$$T = A_1 A_2/6 - A_3/2 - A_1^3/27 \quad (\text{II.3b})$$

değerlerinden $\Delta = S^3 + T^2$ hesaplanır.

Eğer $\Delta \geq 0$ ise, aranan açı

$$\theta = \arctan \left| (T + \Delta^{1/2})^{1/3} + (T - \Delta^{1/2})^{1/3} - A_1/3 \right| \quad (\text{II.4a})$$

bağıntısından ya da $\Delta < 0$ ise,

$$\theta = \arctan \left[2(-S)^{1/2} \cdot \cos \left\{ \frac{1}{3} \arccos \left| T/(-S)^{3/2} \right| \right\} - A_1/3 \right] \quad (\text{II.4b})$$

eşitliğinden bulunabilir.

EK III

Ana metinde verildiği gibi, θ 'nın işlevleri olan parametrik denklemler ile tanımlanan bir eğrinin herhangi bir noktasındaki eğrilik yarıçapı,

$$\rho_\theta = \left| \left(\frac{\partial x}{\partial \theta} \right)^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \theta} \right)^2 \right|^{3/2} \div \left| \left(\frac{\partial x}{\partial \theta} \right) \left(\frac{\partial^2 y}{\partial \theta^2} \right) - \left(\frac{\partial y}{\partial \theta} \right) \left(\frac{\partial^2 x}{\partial \theta^2} \right) \right| \quad (\text{III.1})$$

temel matematiksel eşitliğinden bulunabilir.

ELMADAĞ DEMİRYOLU TUNELİNDE JEOLojİK PROBLEMLER
VE TUNELE GELEN JEOLojİK YÜKLERİN HESABI
Geological Problems in the Railway Tunnel of Elmadağ
and Calculation of Geostatic Effecting to the Tunnel

Ali UYAR *

ÖZET

Jeolojik durum, hidrostatik etkiler, tünelin şekil ve konumu gibi sebepler, Tünel zemininde çeşitli gerilmeler yaratır. Her gerilme, zemin partiküllerini yer değiştirmesi sonucunu doğurur. Bu partiküllerin yer değiştirmesinin integrasyonu, zeminin elementer mertebede yer değiştirmesini gerektirir. Bu gerilmeler bazı hallerde büyük değerlere ulaşarak, zeminin ezilme mukavemetinin üzerine çıkabilir.

Üç eksenli gerilmeye maruz zemin, tünel hafriyat boşluğu açıldığı için, bu tünel boşluğuna doğru akma imkanı bulursa, DEFORMASYON veya GÖÇÜK oluşur.

Tünele gelen yükler tam hassasiyetle tayin edilemese bile, yüklerin genel boyutunun hesabı, tünelin gerilme tahkiklerinin yapılması için yeterlidir. Bir tünelin statik hesabının yapılabilmesi için:

1. Tünele gelen düşey yüklerin,
2. Tünele gelen yatay yüklerin,
3. Tünelin taban yüklerinin bilinmesi gerekir.

Demiryollarının Elmadağ 7. tüneline 1969 yılında deformasyon ve çıkış ağzında da büyük bir heyelan olmuştur.

Bu tebliğimizde, tüneldeki deformasyonun sebepleri ile yeniden yapılması planlanan buna paralel ikinci tünelin zemin yüklerinin hesabı taktim edilecektir.

*TCDD Genel Müdürlüğü, ANKARA.

ABSTRACT

The geological setting, hydrostatic effect, the shape and the location of the tunnel etc. causes various tensions in the ground. Ground particules displace by each tension. The integration of the displacing particules, needs the ground to change place in elementary degree.

In some cases, these tensions reaches very high values and exceed the shear strength of the ground.

If the ground which is effected by the three-dimensional tension, finds the possibility to flow towards the tunnel cavity, which formed by the excavation, DEFORMATION or COLLAPSE occurs. Although the loads effecting the tunnel, can not be estimated perfectly, the calculation of the general dimensions of the loads, is sufficient for the tension investigation of the tunnel. In order to make the static calculation of a tunnel, the following data must be known:

1. Vertical loads effecting the tunnel
2. Horizontal loads effecting the tunnel
3. Basement loads of the tunnel

Deformation in the tunnel and a very big landslide at the exit, took place in 1969 in the railway tunnel of Elmadağ No:7.

In this study, the causes of the deformation, calculations of the ground loads of the second tunnel, whose rebuilding is planed to be parallel to the former one, the darinage and the facts that must be taken into account from the point of view of ground stability of tunnel building, are tried to put forward.

1. GİRİŞ

Ankara'nın Elmadağ ilçesi yakınlarında, demiryolunun bir bölümünü ise etkileyen önemli bir HEYELAN olmuştur. 1969 yılında olan bu heyelanın islah edilmesi için birçok tedbire başvurulmuştur.

Aslında bu sahada iki önemli problem yan yana bulunmaktadır.

1. Heyelan problemi,
2. 7'nci tüneldeki deformasyon.

1.1. Heyelan Problemi

Heyelanın izometrik blok diyagramı, kesiti ekte sunulmuştur. Yıllarca arazide yapılan gözlemlerin yanı sıra, heyelanın stabilite hesaplarında, heyelanın islâh edilebilir boyutlarda olmadığını göstermiştir.

Adı geçen heyelan için yaptığımız stabilite hesabını özet ve bir tablo halinde verirsek;

$$c' = 3,5 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$\gamma_1 = 1,86 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_2 = 2 \text{ t/m}^3$$

$$G_s = \frac{\sum_{n=1}^5 \frac{c' \cdot b}{\cos \alpha} + \sum_{n=1}^5 (W \cdot \cos \alpha - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha}) \cdot \operatorname{tg} \phi}{\sum_{n=1}^5 W \cdot \sin \alpha}$$

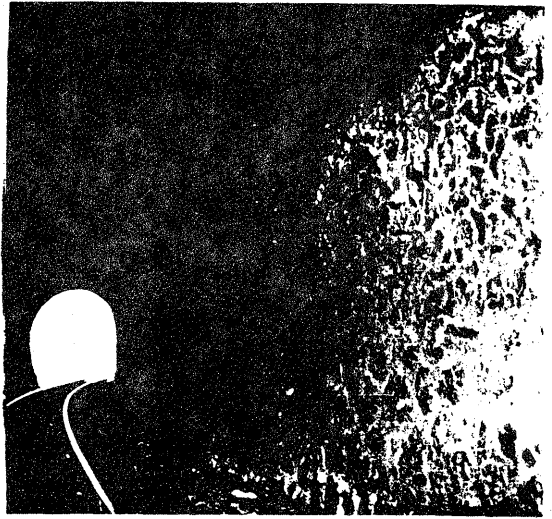
$$\sum_{n=1}^5 \frac{u \cdot b}{\cos \alpha} = 2125,48$$

$$\sum_{n=1}^5 \frac{c' \cdot b}{\cos \alpha} = 827,35$$

$$\operatorname{tg} \phi' = 0,3640$$

$$\sum_{n=1}^5 W \cdot \cos \alpha = 1473,3$$

$$\sum_{n=1}^5 \cos \alpha = 15977,75$$



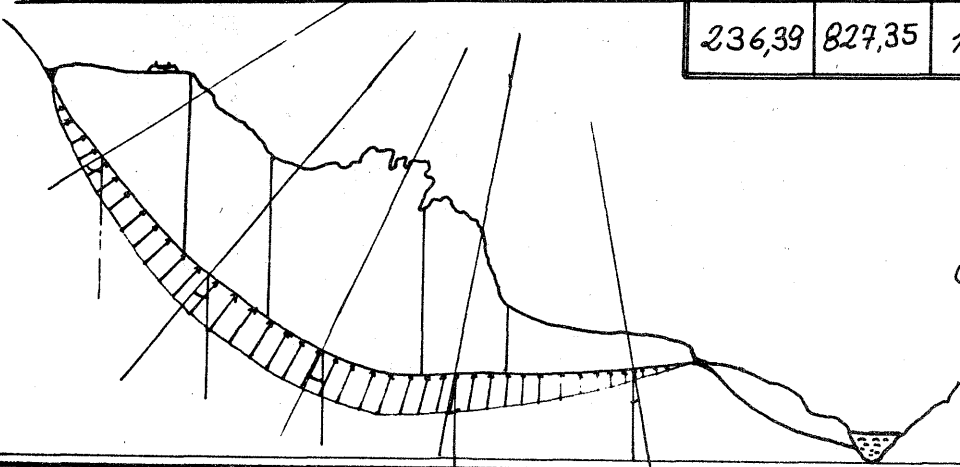


FLMADAĞ HEYELANI
Heyelanın, blok kanyon bile
parçalanarak sürüklenmesi



KLM.49 ANKARA ELMADAĞ HEYELANININ ÖZET STABİLİTE HESABI TABLOSU

1	2	3		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	b (m)	h (m)		W (ton)	α°	Cos α	Sin α	$\frac{b}{\text{Cos}\alpha}$	$\frac{c'b}{\text{Cos}\alpha}$	W.Cos α (ton)	U (t/m ²)	$\frac{U \cdot b}{\text{Cos}\alpha}$	W.Sin α
		h ₁	h ₂										
1	50	26	6	3018	44	0,7193	0,6947	69,51	243,28	2170,84	7,5	521,32	2096,60
2	17	46	7	1692,52	33	0,8387	0,5446	20,26	70,91	1419,51	8	162,08	924,78
3	67,4	52	10	7866,92	18	0,9511	0,3080	70,86	248,01	7482,22	10	708,50	2430,87
4	30	47	14	3462,6	4	0,9976	0,0698	30,07	105,24	3454,28	13	390,91	241,68
5	45	9	8	1473,3	-10	0,9848	-0,1736	45,69	159,91	1450,90	7,5	342,67	-255,76
								236,39	827,35	15977,75		2125,48	5438,17



$$G_s = \frac{\sum_{n=1}^5 \frac{c'b}{\text{Cos}\alpha} + \sum_{n=1}^5 \left(W \cdot \text{Cos}\alpha - \frac{U \cdot b}{\text{Cos}\alpha} \right) \tan \phi'}{\sum_{n=1}^5 W \cdot \text{Sin}\alpha}$$

$$= \frac{5966,89 \text{ t/m}^2}{5438,17 \text{ t/m}^2} = 1,09 \quad \text{Duyar}$$

$$F_k = \sum_{n=1}^5 \frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + \sum_{n=1}^5 \left(W \cdot \cos \alpha - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha} \right) \tan \phi = 5966,89 \text{ t/m}^2$$

$$\sum_{n=1}^5 W \cdot \sin \alpha = 5438,17 \text{ t/m}^2$$

$$G_s = \frac{F_m}{F_k} = \frac{827,35 + 5139,54}{5438,17} = \frac{5966,89}{5438,17} = 1,09$$

$G_s = 1,09 < 1,5$ bulunmuştur.

1.2. Tüneldeki Deformasyon

Heyelanın hemen sınırından başlayan 7. tünelin ortalarına doğru su sızmaktadır. Tünel zeminin karakteri ve suyun hidrostatik etkileriyle tünelde deformasyon olmuştur. Deformasyon olayı, gabari taşkını nakliyata mücadele etmemesi yanında, kışın tünele gelen zemin sularının buz blokları oluşturması tehlike arzettiğinden devamlı kontrol edilip kırdırılmaktadır.

Heyelan ve tünel problemleri sebebiyle, sahayı devamlı bekçi beklemektedir.

İşte yukarıda kısaca özetlenen iki problemi ortadan kaldırmak için, bu problemlili kesimi terkeden 1310 m. uzunluğunda ve 640 m. kadar da tünel ihtiva eden yeni bir demiryolu yapılması düşünülmektedir. Yetkililerce varyant yapılmasına karar verilirse, yeni yolda açılacak tünele, zeminden gelecek yüklerin hesabı ve tünelde gerilme tahkikleri yapılmıştır.

Tünel sahasında 6 adet zemin sondajı yapılmış olup, zeminin mühendislik kriterleri için zemin mekaniği deneyleride yine tarafımızdan yürütülmüştür.

2. TUNEL SAHASININ JEOLÖJİK - ZEMİN DURUMU

640 m. uzunluğunda tünelin açılacağı saha, değişik yerbilim uzmanlarınca "Elmadağ karışık kompleksi" veya "Bloklu seri", "Metamorfik bloklu melanj" olarak adlandırılmıştır.

Bugün en çok benimsenen, "Elmadağ karışık kompleksi" veya "Bloklu seri" dir.

"Bloklu seri", yeşil şist fasiyesi içinde metamorfizma geçirmiş, değişik şekil ve ebatlardaki detritik kayalar ve bunlarla birlikte bulunan meta volkaniklerden oluşmaktadır.

Elmadağ civarında MTA adına etüdler yapan Yük. Jeolog B.Akyürek, "Bloklu seriyi" şöyle tarif etmiştir: "Altıtan üste doğru metamorfizması gittikçe azalan ve ilksel halini kısmen koruyan çeşitli kırıntılı kayaların, yeşil şist fasiyesi içinde metamorfizma geçirmiş metakonolomera, metakumtaşı, metamiltaşı, metaçamurtaşı, kumlu kireçtaşı, kumtaşı, kireçtaşı ile volkanit (volkanik kumtaşı) karbonifer ve permien yaşlı kireçtaşı ve kırıntılı bloklara sıkça rastlanır. Renkleri sarı, boz, kahverengi, gri, siyah renklidir. Birim çok kıvrımlıdır."

Varyant ve tünel sahasına, jeolojik oluşum devirlerinde sığ deniz sedimanları çökelirken yer yer spilit ve diabaz cinsi volkanizmalar olmuştur. Bu sığ deniz sedimanlarındaki organik kırıntılar sonucunda bitumlu siyah kil çökelmiştir. Bitumlu siyah killi malzeme, sondaj sirkülasyon suyu ile yıkanıp yukarı çıkınca sirkülasyon havuzunun üzerini adeta bir siyah bitüm tabakası kaplamıştır.

Bu siyah killi formasyonun içinde değişik ebatlarda kaya blokları, kum, çakıl ve volkanik menşeyli (spilitik) malzemenin bulunuşu şöyle izah edilebilir:

Varyant sahasında, sığ deniz çökelleri durgun olarak çökelmişse zaman zaman deniz altı akıntıları (çökmeler ve kıvrılmalar sebebiyle) olmuş, yine kendi malzemesinden ve yakın çevreden kum ve çakıl, blok kayalar gelerek bir harmoni oluşturmuştur. Volkanik malzemeli kumtaşı, metamiltaşı, kumlu kireçtaşı (Gri siyahımsı) volkanit ve metavolkanitler bulunmaktadır. Fakat topografyanın düz olmaması ve tektonik yapısında karışık olması nedeniyle bu kayalar karışmış durumdadır. Bu sebeplerle sondajlarımıza rağmen kesin bir formasyon sınırı tayin edilememiştir.

Saha tektonik bakımdan çok kıvrılma ve kırılmalarla maruz kalmıştır. Kırık ve çatlakların arası genellikle karbonatla dolmuştur.

Tünel sahası ve civarı, üst seviyelerde ve değişik alanlarda permian yaşlı kireçtaşları blokları bulunmaktadır. Bu kireçtaşları kısmen kristalize olmuştur.

Zemin genel olarak heyelan etme özelliklerine sahiptir. Tünelcilik açısından stabil bir zemin değildir. Bu tip zeminlerde tünel açmak için bazı özel tedbirlerin alınması ve zemin karakterine uygun inşaat tedbirlerinin titizlikle uygulanması şarttır.

Hidrojeolojik bakımdan, tünelin açılacağı seviyelerdeki kumlu çakıllı blok kayalı siyah bitümlü kil zeminde yer yer önemli ölçülere varan zemin suyu bulunmaktadır. Bu durum, tünel zemininin stabilitesini menfi yönde etkileyecektir.

Ayrıca iyi drenaj yapılmazsa, tünele gelen zemin suları alınamazsa, tünel kaplamasına önemli hidrostatik yükler getirip deformasyona sebep olabilir. Zaten halen arızalı 7. tüneldeki deformasyon, aynı cins zeminde ve aynı sebeplerden ileri gelmiştir.

3. ZEMİNİN KARAKTERİ VE JEOLÖJİK YAPININ TÜNELE ETKİLERİ

Tünel açılacak zeminin karakteri ve jeolojik yapısı, yukarıda izah edilmiştir. Bu jeolojik karakterdeki zemin içinde açılacak tünele şu yükler tesir eder.

- a) Toprak yükleri,
- b) Kaya yükleri,
- c) Su yükleri.

Tünelin geçeceği zemin tabakası: 1) Kendi ağırlığı, 2) Bu tabakanın üzerindeki zeminin etkisi altındadır. Bu yükler, zemin tabakası içinde çeşitli gerilmeler yaratır. Genel olarak her gerilme, bir deformasyon yaratır ve böylece zeminin partikülleri yer değiştirir. Bu partiküllerin yer değiştirmesinin integrasyonu, zeminin elementer mertebe yer değiştirmesini gerektirir. Bu gerilmeler, çok zaman büyük değerlere de ulaşabilir. Böylece zeminin ezilme mukavemetinin üzerine çıkabilir. Üç eksenli gerilmeye maruz zemin, tünel hafriyat boşluğu açıldığı için bu boşluğa doğru akma imkanı bulursa, deformasyon veya göçük meydana gelir.

Zemin içinde bir tünel açıldığında, üst tabakalardan gelen yükler, tünel tavanına kadar tesir eder. Tünel açılmakla, üç eksenli gerilmeye maruz zemine, hareket imkanı sağlanmış olur. Tavandaki veya yandaki kaya kütlelerinin hareketini bir seviyede tutmak için İKSA denilen destek yapıları yapılır. Bu iksanın üzerine etkiyen kuvvetlere zemin veya kaya basıncı denir.

Elmadag tünelinde zemin basıncının değerine karar vermek çok zordur. Zira:

- a) Elmadag tünelinde zemin homojen ve uniform değildir,
- b) niform olmayan kayaların, ilk gerilme şartlarının tespiti zordur. Bu kadar karışık ve kompleks kayaç ihtiva eden zeminde, mukavemet özelliklerini belirli tek bir rakamla ifade etmek zordur. Nitekim yaptığımız deneylerde çok farklı sonuçlar bulunmuş olup, alt sınıra yakın değerlerin ortalaması alınmıştır.

Tünel hafredildikten sonra kuvvetler meydana gelir. Bu basınçlar:

- 1) Tünel sahasının jeolojik ve tektonik yapısına göre değişmekle birlikte ayrıca,
- 2) Tünelin boyutu,
- 3) Hafriyat metodları, ve ateşleme şekillerine,
- 4) Yapılacak iksanın rijitliğine,
- 5) Hafriyat ile iksa yapımı için geçen süreye de, bağlıdır.

Görüldüğü gibi zeminin jeolojik - Tektonik yapısı haricinde, daha 4 sebepten de tünele gelen basınçlar değişmektedir.

Hafriyat eşnasında makul bir süre kendini tutabilen tüneller, iksanın geç yapılması veya uygun iksanın yapılmaması yüzünden göçüklere sebep olmuş, can ve büyük maddi kayıplara yol atığı veya gereksiz, masraflı, ekonomik olmayan hantal iksalar yapılmış olduğu çok görülen olaylardandır.

Bu rapor, sadece zeminde yapılan jeolojik-zemin etüdünü, zemin mekaniği deneylerini ve sondajları ihtiva etmektedir. Bunların haricinde, yapım esaslarını, drenajları ve jeolojik yapının tünele verdiği yükler, su zemin yüklerine göre tünelin statığını ve de zemin açısından komple yapım projesi mahiyetinde hazırlanmıştır.

Yukarıda da belirtildiği gibi, zemin donelerine uygun hazırlandığı halde, diğer bazı tedbirleri olmayan ve uygun yöntemi tatbik etmeyen veya etmekte geciken yapımcılar, tünelde bazı problemler, göçükler ve deformasyonların meydana gelmesine sebep olabilirler. Bu durum salt zemin problemiymiş gibi gelebilmektedir. Oysa yukarıda da izah edildiği gibi, tünele gelen basınçların boyutları sadece zeminin karakterine, bağlı değildir. Dinamit yerleştirilmesinden, ateşlemeden iksanın yapımına kadar geçen süre dahi, zemin basınçlarının artıp-azalmasında önemlidir.

Elmadağ tüneli hafriyatı kısım kısım yapıldıkça, tünel tavanından:

$$\alpha = 1 - \frac{\text{tg}\phi \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2}) \cdot H}{b + 2M \cdot \text{tg}(45 - \frac{\phi}{2})} = 0,43 \quad h = \frac{b}{2\text{tg} \frac{\alpha}{2}} = 42,6 \cdot 0,43$$

$h_{\max} = 18,31$ m. yükseklikteki zemin kütlesi, tünel içine düşmek istiyecektir. İşte Elmadağ tüneli zemininde olduğu gibi, zeminin yapısı ve jeolojik karakterine uygun olarak tünel içine düşmek isteyen kütlenin ağırlığına Gevşeme basıncı denilmektedir.

Tünel hafriyatını müteakiben hemen iksa yapılırsa (ki Elmadağ tüneline yapılmalıdır.), bu gevşeme basıncı büyük ölçüde yenilmiş olur. İksa yapımı gecikirse veya iksa yapmaktan sarfınazar edilirse, tünel içine dökülmeler, çökmeler olur. Bu çökmeler, tabii zeminin kemerlenme yüksekliği olan 18,31 m. ye kadar devam eder. İksanın, hafriyatı müteakiben yapılması, sonra kaplama yapımına geçilince; fazla ilerleyip boyutu artmamış bu yük kaplamaya taşıttırılır.

Tünellerde ateşleme yapmak çok önemlidir. Tünellerde uygun olmayan ateşlemeler, teşekkül etmiş kemerlemenin dengesini bozabilir. Bu sebeple tünel gabarisi civarında dinamit atmayıp, mümkünse nihai gabari, el aletleriyle veya pnömatik aletlerle verilmelidir. Elmadağ'ın düşük

mukavemetli zemini bir yana, som kayalarda bile, fazla ateşlemeler, önemli basınçlar doğurur ve çökmelere sebep olabilir.

Elmadag tünelineki zemin karakteri dikkate alınarak tünele gelecek gevşeme ve kemerlenme basıncına etki edecek faktörler:

- 1) Et kalınlığı 18,3lm.ye kadar kesimlerde, dikkatsiz hafriyat ve ateşlemeler, gevşeme bölgesini yüzeye kadar intikal ettirir. Böylece üstteki zeminin toplam ağırlığı tünele yük olarak gelebilir. Bu sebeple, hafriyat ve ateşlemeler belirtilen esaslarda ve dikkatle yapılmalıdır.
- 2) Geçici iksa, hafriyat ilerledikçe kısa sürede yapılırsa, gevşeme basıncının inkişafına mani olunur. İksa kısa sürede yapılmalıdır.
- 3) Gevşeme bölgesinin yüksekliği, iksa ile tünel aynası arasındaki mesafeye de bağlıdır. Gevşeme, ayna ile iksanın arasındaki mesafenin karesi ile orantılıdır.

Sonuç olarak;

Elmadag tüneli zemininde:

- a) İlk deformasyon plastik, sonra tedricen elastik duruma geçer.
- b) Zaman ve özellikle iksa yapım zamanı uzadıkça deformasyon artar.
- c) İksa çabuk yapılırsa, deformasyonların inkişafı ve artması önlenir. Böylece tünel zeminindeki gevşeme, artmadan limitlenmiş olur.

Böylece bilahare yapılacak olan:

- 1) Tünel kaplamasına daha az yük gelir,
- 2) Tünel kaplama kalınlığı az olur.

Elmadag tünelineki dağ basınçları da küçümsemlenmeyecek boyuttadır. Bilindiği gibi zemin tabakalarının yer çekim ağırlığının gizli bir ifadesine, DAĞ BASINCI diyoruz.

Bu basınç:

- 1) Tabakaların jeolojik yapısına,
- 2) Zeminin tektonik hareketlere maruz kalma derecesine bağlıdır.

Dağ basıncı bir nevi ilkel basınçtır.

KASTNER'e göre bu basınç, hafriyat yapıldıktan sonra yeni gerilmeler, ilkel gerilmelere ilave olup, toplam gerilme zemin serbest basınç mukavemetini aşınca kendini gösterir. Böylece zemin yan duvarlarındaki kayalar kırılır, dökülür. Bazen de kaya veya zemin, plastik hale gelebilir. Yan duvarlarda olduğu gibi, kırılma tavanda ve tabanda da olabilir.

Elmadag tünelinin jeolojik yapısında dikkate alınırca dağ basıncını yenmek için, geçici iksanın erken yapılması yeterli bir tedbirdir.

Elmadag tüneline etkileyebilecek bir başka basınçta ŞİŞME BASINCI'dır. Bu basınçlar, muayyen şartlarda ayrıışmış killi taşlarda, killerde ve kil aratabakalı kaya ihtiva eden kaya zeminlerde, ofiyolit ve serpantin vb. kayalarda görülür.

TERZAGHI'ye göre, hafredilen tünelin etrafındaki zeminde, gerilme azalması olur. Daha içteki tabakalarda bu gerilmeler dahada fazladır. Bu rölatif aşırı gerilmeler, iç tabakalardaki boşluk suyunun, daha düşük gerilmeye maruz tünel çevresindeki zemin tabakalarına göç etmesine sebep olur. Tünel çevresindeki tabakalarda, boşluk suyu arttıkça, şişme hadisesi gösterir. Tünel zemini duvarlarının hava ile temasta bulunması, zemin boşluklarındaki buhar basıncının azalmasına, dolayısıyla su miktarının artmasına sebep olur. Şişme basınçlarının etkileri iksa yapılmamış tünel yüzeylerinde daha belirgindir. Şişme basıncının miktarını ve mertebesini tayin etmek çok zordur. Hafriyatı müteakip, şişme basıncının miktarını ve mertebesini tayin etmek çok zordur. Bir müddet sonra, bu basınçlar doğmağa başlar ve şiddetleri hızla artar. Şişme basınçları, bir haftadan sonraki peryotlarda meydana gelir.

Elmadag tüneline, şişme basınçlarını etkisiz seviyeye düşürülmesi gerekir. Bunun için:

- 1) Zeminin önemli ölçülere varan şişmesini önlemek,
- 2) Şişmelerin belirli bir değere kadar gelmesine mücadele edip kaplamanın daha sonra inşaatına geçmek gerekir.

Elmadag da olduğu gibi, şişme özelliği olan kayalarda, zemin katı yükler altında deformasyona uğrar. Bu sebeple tünelin giriş ve

çıkışlarında, et kalınlığı az olan kesimlerin yan ve tavanlarında aşırı şişme basıncı beklenebilir.

Elmadag tüneline taban basınçları da gözden uzak tutulmamalıdır.

Taban basınçları, genellikle tavana gelen yüklerin karşıtıdır. Bu nedenle, tünel tabanındaki reaksiyon kuvveti diyede tarif edilebilir.

Tavandaki basıncın bir kısmı yan duvarlarca alındığı için, taban basıncının değeri daha küçüktür.

Tünel kesidinin tabanındaki zemin, belirli bir derinliğe kadar gerilmesizdir. Böylece tabanda da, tavandakine benzer bir içbükey kemerle sınırlanmış bir gerilmesiz bölge oluşur, (Tünel tabanında derinlere doğru, zati ağırlıktan dolayı bir ölü ağırlık gerilmesi olması normaldir).

Tabandaki gerilmesiz bölgenin iki yanında, yani yan duvarların altında, üstten intikal ettirilen gerilmeler dolayısıyla büyük basınç gerilmeleri vardır. Bu basınç gerilmeleri, buradaki zeminin mukavemetini aşmış ise, zemin veya kayaç yapısını kaybeder ve basınçsız bölgeye doğru genişler. Bu genişlemeler tünel tabanında kabarmalara sebep olur.

Elmadag tüneline, bilhassa su çıkan kesimlerde zeminin kil özellik gösterdiği de dikkate alınır:

$$G_s = H \cdot \text{tg} \phi \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2}) - \frac{b}{H} (H - m - \frac{2}{3} f) = \frac{Q_1}{H \gamma}$$

$$Q_0 = (A + \frac{b}{2}) H \cdot \gamma - \frac{b}{2} m \cdot \gamma - \frac{2}{3} \frac{b}{2} f \gamma - \frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2}) \text{tg} \phi = \gamma H A - Q_1$$

$$G_s = A$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} \gamma H^2 \text{tg} \phi \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2}) - \frac{b \gamma}{2} (H - m - \frac{2}{3} f)$$

$$= 18 \cdot \text{tg} 20^\circ \text{tg}^2(45 - \frac{20}{2}) - \frac{7,4}{18} (18 - 7,5 - \frac{2}{3} \cdot 2)$$

$$= -0,44 < 0$$

$$K = -0,44$$

Bu durum, tünel tabanının kabarmaya karşı güvensiz olduğunu göstermektedir.

Bu sebeple, tünelde zemin suyu çıkan kesimlerde, tünel kaplamasının Radye yapılması gerekir.

4. TÜNEL KAPLAMASINA GELEN SU BASINÇLARI VE TÜNELİN DRENAJİ

Elmadağ tüneline bu basınçları da muhakkak dikkate alınmalıdır. Tünel, zeminin bazı kesimlerinde, YASS altından geçtiği için, su basınçlarına maruz kalacaktır.

Elmadağ tüneline geçeceği zeminin permeabilitesi genellikle düşüktür. Fakat bazı kesimlerde, killi tabakalar arasında bulunan, siltli ve kumlu damarlar, zemin suyunu tünele kadar taşıyabilir.

Tünele gelen su, bolca konacak barbakanlarla ve kaplama arkası ile tünel zemini arasının doldurulmasında, düşük dozajlı beton yerine, permeabilitesi fazla, üstelik zemin deformasyonlarına biraz müsaade edebilecek CURUF vb.nin doldurulması halinde, zemin suyu tüneline drenaj kanallarına kolayca intikal edecektir. Böylece tüneli zorlayan deformasyonlara sebep olan HİDROSTATİK basınç oluşmamış olacaktır.

Zeminin geçirimli damarlarından gelen su miktarı, tünel kaplamasının, derzlerinden, barbakanlarından drenaj kanalına alınan zemin suyundan, az olmalıdır.

Ayrıca tünelde rastlanabilecek zemin suları:

- 1) Küçümsenmemeli ve kesinlikle su getiren damar ve gözenin beton v.b. ile kapatılması, körletilmesi yoluna gidilmemelidir.
- 2) Zemin sularının tünel kaplaması arkasına hapsedilmesine asla müsaade edilmemelidir. Gerektiğinde büz veya borularla, su tünel içine ve projede belirtilen beton drenaj kanallarına verilmelidir. Bu iki husus Elmadağ tüneline çok önemlidir.

Böylece hidrolik seviye düşürülebilir ve tünel kaplamasına su basıncının gelmesine mani olunabilir.

Zeminin jeolojik karakterine uygun ve yeterli bir drenaj sağlanmazsa, belli bir süreden sonra tünel kaplaması arkasında su birikir, terkedilen 7. tünelde olduğu gibi, deformasyonlar oluşur.

5. ELMADAĞ TUNELİNE GELECEK ZEMİN YÜKLERİNİN HESABI

Hafriyatı müteakiben oluşan "Koruyucu bölgeye" bağlı olarak KAPLAMA üzerine gelen yüklerin bilinmesinde:

- a) Tünel kaplamasının boyutu,
- b) Tünel kaplamasının tipi,
- c) Tünelin kaplamasının şeklinin tayini bakımından, zaruret vardır.

Tünele gelen yüklerin miktarı, hiçbir zaman tam hassasiyetle bilinmez. Fakat tünele gelen yüklerin genel mertebesini tayin etmek maksada yeterlidir.

Bir tünelin statik hesabının yapılması için:

- 1) Tünele gelen düşey yüklerin,
- 2) Tünele gelen yatay yüklerin,
- 3) Tünelin taban yüklerinin tayini gerekir.

Elmadağ tünelinin düşey yüklerinin hesabı:

Bierbaumer'e göre, tünel kaplamasına gelen yük bir parabolle sınırlandırılmıştır.

$$S = 2f E = 2 \operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \frac{H^2 \cdot \gamma}{2} \quad H = \alpha \cdot h$$

$$\alpha = 1 - \frac{\operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) H}{b + 2m \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} = \frac{0,36 \cdot 0,49 \cdot 50}{16,68} = 0,47$$

$$P = H \cdot \gamma \left| b + 2m \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right| - H^2 \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \operatorname{tg} \phi$$

$$P = 20,02 \cdot 2 = 40,04 \text{ t/m}^2$$

Terzaghi, tünel tam açıldıktan ve iksa yerleştirildikten sonrada, yer değiştirmelerin devam ettiğini ileri sürmektedir. Bu durum bir seri kırılmalar düzleminin inkişafına sebep olur. Yer değiştirmeye maruz zemin kütlesi genişliği:

$$B = 2 \left| \frac{b}{2} + m \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right| \quad B = 6,5 + 14,8 \cdot 0,7 = 16,86 \text{ m.}$$

$$P_v = \frac{\gamma B}{2 K \operatorname{tg} \phi} \left| 1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{2H_2}{B}} \right| + \gamma H_1 e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{2H_2}{B}}$$

$$P_v = \frac{B(\gamma - \frac{2C}{B})}{2 K \operatorname{tg} \phi} \left| 1 - e^{-K \operatorname{tg} \phi \frac{2H}{B}} \right| = \frac{23,72}{0,72} (1 - e^{-0,36 \frac{2 \cdot 42,6}{16,86}})$$

$$= 32,94 (1 - \frac{1}{7,34}) \quad P_v = 28,66 \text{ t/m}^2$$

$$P_{\max} = \frac{\gamma B}{2 K \operatorname{tg} \phi} = 46,83 \text{ t/m}^2$$

Forchheimer, tünel aynası civarındaki düşük basınç olduğunu belirtmiştir. Makul bir sürede iksanın yapılması halinde, bu avantajın lehte kalması sağlanır:

$$P = \frac{1}{4} \gamma b \frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg} \phi}$$

$$P = \gamma \frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \phi}{\operatorname{tg} \phi} \cdot \frac{a^2 \cdot b^2}{4(a+b)} = \gamma \frac{1 + 2 \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \phi} \cdot \frac{a^3}{\gamma}$$

$$P = 3,25 \frac{1 + 2(0,36)^2}{0,36} = 11,375 \text{ t/m}^2$$

Ritter, gevşeme alanındaki zemin ağırlığından, sürtünme kuvvetini çıkarmaktadır:

$$P = \gamma \int_0^b y \cdot dx - \gamma z \int_0^b \frac{ds}{\cos \alpha} \quad b = 1 + 2H \cotg \frac{90 + \phi}{2}$$

$$P = \gamma b \left(\frac{b^2}{48u} - U \right) \quad b = 6,5 + 14,8 \cdot 0,7$$

$$P = 17,38 \cdot 2 = 34,76 \text{ t/m}^2 \quad b = 16,86 \text{ m.}$$

Protodyakonov, tünel kaplamasına gelen yükü, bir parabol ile sınırlandırmıştır. Parabol dışındaki kütlelerin ağırlığı, kemerlenme hareketiyle cidarlara intikal eder:

$$P = \frac{1}{3} \gamma \frac{B}{\tg \phi} \quad H = \frac{B}{2 \tg \phi}$$

$$F = \frac{2}{3} b \cdot h \quad P = \gamma \cdot s = \frac{2}{3} h \cdot \gamma \cdot b$$

$$P = \frac{2}{3} \cdot \frac{16,68}{0,36} = 30,88 \text{ t/m}^2$$

Engesser, tünel hafriyatın da dinamit kullanılması, zeminde bir gevşeme bölgesi oluşturur:

$$X = \frac{2h}{\tg \phi} - \frac{b}{2} \tg(45 + \frac{\phi}{2}) - m$$

$$X = \frac{2,5}{0,36} - 3,25 \cdot 1,42 - 7,4 = 27,77 - 4,62 - 7,4$$

$$X = 15,75 \text{ m.}$$

$$B = 2(m + 2) \tg(45 + \frac{\phi}{2}) + b = 18,8 \cdot 1,42 + 6,5$$

$$B = 19,84 \text{ m.}$$

$$P = x \cdot \gamma + B \cdot \gamma \left[\operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \frac{\operatorname{Cot} \mu}{2} + \frac{\operatorname{tg} \phi}{6} \right]$$

$$P = 4 b^2 \gamma \left(\frac{h \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2 h \operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \right) + \frac{\operatorname{tg} \phi}{6}$$

$$P = 31,5 + 11,48 + 2,37 \quad P = 45,35 \text{ t/m}^2$$

Elmadag tünelinin tektonik ve jeolojik yapısı dikkate alındığında:

$$P_v = \frac{\gamma}{2} \cdot b \cdot \operatorname{Cos} \phi$$

$$h = \frac{b}{2} \operatorname{Cos} \phi$$

$$P_v = 2 \cdot 18,43$$

$$P_v \approx 37 \text{ t/m}^2 \text{ bulunur.}$$

Tünele gelen yüklerin analizinde, düşey yükler önemli olmakla birlikte, tünel kaplamalarının kesit hesaplarında ve boyutlandırılmasında, yatay kuvvetler de çok önemlidir.

Yatay kuvvetlere tesir eden faktörler:

- 1) Tünelin enkesit şekli,
- 2) Tünelin ebatları,
- 3) Zeminin mekanik özellikleri,
- 4) Dağ basınçları,
- 5) Şişme basınçları.

Stiniye göre, yatay basınçlar tünel üzerindeki et kalınlığının bir fonksiyonudur.

Büyük derinliklerde ise, üzengilere gelen basınçlar, tavan basınçlarından büyük de olabilir.

Terzaghiye göre, yatay basınçlar, tavan basınçlarının 1/3'üne yakın değerdedir:

$$P_y = 0,3 \cdot \gamma(0,5m + h) = 0,6(3,7 + 18,5) = 13,32$$

$$P_y = 13,32 \text{ t/m}^2$$

$$P_{yTv} = P_2 \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2C \cdot \text{tg}(45 - \frac{\phi}{2}) = 17,64 - 10,0,7$$

$$P_{yTv} = 10,64 \text{ t/m}^2$$

$$P_{yTb} = (P_2 + m\gamma) \cdot \text{tg}^2(45 - \frac{\phi}{2}) - 2C \cdot \text{tg}(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$= 50,8 \cdot 0,49 = 17,89$$

$$P_{yTb} = 17,89 \text{ t/m}^2$$

6. ZEMİN VE JEOLJİK YÜKLERE GÖRE, TÜNEL KESİTLERİNDE GERİLME TAHKİKLERİ

Tünel projesi hesapları, max yüke maruz kesimlerde ve kritik hallerin en menfisi dikkate alınarak hesaplanmıştır.

Zemin karakteristikleri:

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^2$$

$$h = 18,31 \text{ m}$$

$$\phi = 20^\circ$$

$$H = 42,6 \text{ m.}$$

$$C = 0,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 36,62 \text{ t/m}^2$$

Yukarıda hesaplanan yükler ve tünel sahasının tektonik durumu, jeolojik-zemin karakteri dikkate alınarak, tünel kaplaması için; TCDD'nin 703 ve 705 no'lu tipleri esas alınmıştır.

Tünelin 18,3 m.de kemerleneceği ve her iki tarafta da aktif itki olduğuna göre, kemerin anahtardaki kalınlığı $d = 80$ cm. olması gerekmektedir. Tünel "E" tipe göre yapılacaktır.

Fakat özellikle yatay ve düşey max. yüke maruz ve de zemin suyu ihtiva eden kesimlerde, aşağıdaki hesaplardan da anlaşılacağı gibi, Tabana radye kemeri inşaatı gerekmektedir.

Jeolojik yapı ve zeminden tünele gelen dış kuvvetler:

$$\Delta E = \gamma/2 \cdot \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) (Y_{n+1} + Y_n)(Y_{n+1} - Y_n)$$

$$\Delta E = 0,49(Y_{n+1} + Y_n)(Y_{n+1} - Y_n)$$

Tünele gelen dış kuvvetler, aşağıdaki tabloda gösterilmiştir. Grafik çözümler ise ekte sunulmuştur.

Taban kuvveti : 172,67 tondur.

Bu kuvvet, kenar ayağı : $\frac{172,67}{3,85} \cdot 2,10 = 94,18$ ton

Radye dilimlerine : $\frac{172,67}{3,85} \cdot 1,75 \cdot \frac{1}{3} = 26,16$ ton.

olarak dağıtılmıştır.

Tünel anahtar kesidi : 75 ton

Aktif itki : 187,17 ton

Taban radye kemeri yatay itkisi : 172 ton olarak bulunmuştur.

Tünel kesitlerindeki gerilme tahkikinde de :

$$\sigma_{\max} = 21,5 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2 \text{ olduğu görülmektedir.}$$

TÜNEL KESİTLERİNDE GERİLME TAHKİNLERİ

Kesit No.	Kesite gelen kuvvet	Kesite normal kuvvet	Kesit kalınlığı(d)	Kuvvetin Eksantrisitesi(d)	Kesitte gerilme	
-	(kg)	(kg.)	(cm)	(cm)	Dış kenar (kg/cm ²)	İç kenar (kg/cm ²)
0	75000	75000	80	12	17,8	0,94
4	110000	110000	95	0	11,58	11,58
5	128000	128000	102	5	16,23	8,85
8	160000	160000	140	10	16,31	6,53
13	172000	172000	80	0	21,50	21,50

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{N}{F} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right)$$

Tünel tabanına gelen kuvvet : $\sigma_{\max} = 21,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_e = \frac{H \cdot \gamma}{100 \cdot 100} + 6 = \frac{25,71 \cdot 2000}{10000} + 6 = 11,14$$

$$\sigma_e = 11,14 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = 11,14 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\max} = 21,5 \text{ kg/cm}^2$$

Ayrıca:

$$187,17 - 75 = 112,17 > 0$$

Kenar ayağı içeri itmek isteyen kuvvet: 112,17 ton

Kenar ayak mukavemeti : $164 \cdot 0,3 = 49,2 \text{ ton}$

Bu durumda:

- a) Kenar ayakların içeri kaymasına mani olmak,
 - b) Düşey basınçları, tünel zeminine, tünel genişliğince yaymak için
- ⇒ Radye kemerine gerek vardır.

Radyeli tipte:

$$\sigma_e = \frac{25,71 \cdot 2000}{10000} + 4 = 9,14 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = 9,14 \text{ kg/cm}^2$$

Tünel radyeli zeminine gelen max. tb. gerilmesi:

$$\frac{(57,28 + 57,28) 1000}{164 \cdot 100} = 6,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Taban gerilmesi} = 6,98 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 11,14 \text{ kg/cm}^2$$

Radye kemeri anahtarındaki gerilme:

$$\frac{187,17 \cdot 1000}{80 \cdot 100} = 23,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,5 \cdot 25 \text{ kg/cm}^2 = 37,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_p = \gamma \frac{1}{2} \text{tg}^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot P_2$$

$$P_2 = \gamma \left(\frac{h_1 \cdot d}{4} \cdot n - \frac{z + h_1}{2} \cdot b \right)$$

$$Z = \sqrt{h_1^2 - \frac{h_1^2}{d^2} \cdot b^2}$$

$$d = \frac{b}{2} + m \text{tg}(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$Z = \sqrt{335,25 - 56,66} = \sqrt{278,58}$$

$$= 3,7 + 5,26 = 8,96$$

$$Z = 16,69$$

$$d \approx 9$$

$$P_2 = 258,72 - 129,53$$

$$P_2 = 129,18$$

$$E_p = 262,24 \text{ ton}$$

$$\text{Pasif basınç} = 262,24 > 239 \text{ ton}$$

$$\text{Ayrıca: } 262,24 \text{ ton} > 262 \text{ ton}$$

$$6,98 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 11,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zem} = (Y_{11} + \alpha H) \cdot \gamma + \sigma_{zem_1}$$

$$= 53,66 + 25$$

$$\sigma_{zem} = 78,66 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Tren yükü} : \frac{25 \text{ ton}}{1,6(2,3,85)} = 2,03 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Radye zati yükünden: } 1,76 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Zemin ve kemer ağırlığından} : 44,85 \text{ ton}$$

$$\text{Balast ve grobeton} : 2,66 \text{ ton}$$

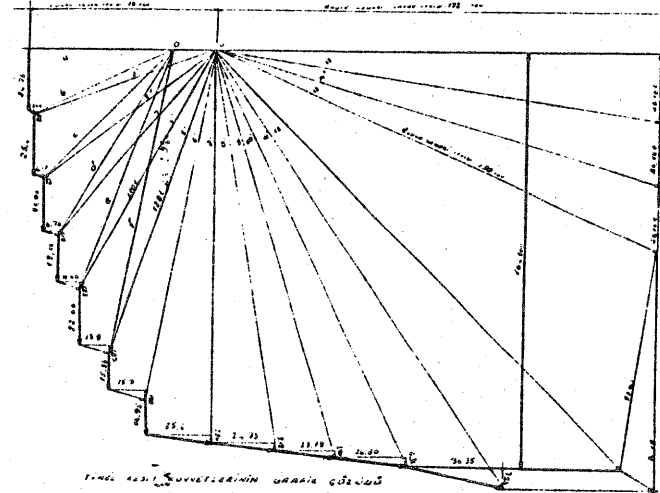
$$\sigma_z = 51,3 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_z = 51,3 \text{ t/m}^2 < \sigma_{zem} = 78,66 \text{ t/m}^2$$

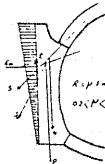
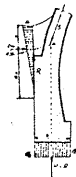
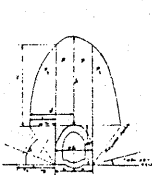
Zemin, radye kemeri basıncı toplamını emniyetle taşır.

ZEMİNDEN TÜNELE GELEN DIŞ KUVVETLER

Yük. Kesim Çizgileri No.	Kesim çizgilerinin anahtar tepesine uzaklıkları (x)	Kesim çizgilerinin kemerle kesişme noktalarının anahtar tepesine uzaklığı	Kesim çizgilerinin toplam yüksekliği (m)	$Y_{n+1} + Y_n$	$Y_{n+1} - Y_n$	ΔE_a (Yatay aktif itkiler)	Genişliği	Ortalama yüksekliği	Alanları	Ağırlığı ($\gamma=2 \text{ t/m}^3$)	Beton kısmın ağırlığı ($\gamma=2,2 \text{ t/m}^3$)
m.	m.	m.	m.	m.	m.	t.	m.	m.	m.	t.	t.
0	0,00	0,00	18,31	36,70	0,08	1,438	0,675	18,36	12,39	24,78	1,056
1	0,68	0,08	18,39	37,01	0,23	4,169	0,687	18,48	12,70	25,40	1,197
2	1,37	0,31	18,62	37,58	0,34	6,260	0,562	18,73	10,53	21,06	1,188
3	1,93	0,65	18,96	38,37	0,45	8,460	0,500	19,16	9,58	19,16	1,228
4	2,43	1,10	19,41	39,60	0,78	13,899	0,575	19,71	11,33	22,66	1,833
5	3,03	1,88	20,19	41,06	0,78	15,693	0,375	20,51	7,69	15,38	1,883
6	3,40	2,66	20,97	43,15	1,21	25,583	0,35	21,36	7,48	14,95	2,859
7	3,68	3,87	22,18	45,47	1,11	24,731					3,119
8		4,98	23,29	47,60	1,02	23,790					3,300
9		6,00	24,31	49,72	1,10	26,799					4,356
10		7,10	25,41	52,24	1,42	36,348					7,260
11		8,52	26,83								
										187,170	29,279
										29,279	
										172,669	



ÇİZİM	0 DÜZENLEME	T C O D
YAPAN	A UYAR	
KONTROL		
ELMADAĞ TUNELİNE UYGULANACAK TUNEL TİPİ, TUNELE GELECEK YUKLERİN GRAFİK ÇÖZÜMÜ		İNHAAT DAİRESİ
		30.10.1982
		A N K A R A



7. TUNEL AÇILIRKEN ZEMİN BASINÇLARININ BÜYÜMEMESİ İÇİN TAKİP EDİLECEK YOL

Tünel açılması esnasında, zemin basınçlarının büyüklüğü:

- 1) Hafriyattan sonra iksanın yapımı için geçen süreye,
- 2) İksanın rijitliğine, bağlıdır.

Tünel açılırken, ayna önündeki zemin kütlesi, iki yandan ve tünel aynasından destek alır. Bu yüzden hafriyatı yapılmış normal kesitler, sadece iki yandan destek aldığı için, aynaya yakın kesime göre daha fazla yüke maruz kalır.

Tünel aynasına bitişik yerde bir yarım kubbe teşekkül eder. Bu kubbe, tünelin normal kesidine göre daha fazla yük taşıyabilir. Ateşleme-den hemen sonra teşekkül eden bu yarım kubbe, iksasız olarak bir müddet stabil halde durur. Ancak iksanın bu süre içinde yapımında gecikilmemesi-
lidir. Koparılan taşların temizlenmesinden sonra iksa yapılmalıdır. Aksi halde zeminde dökülmeler başlar. Bu dökülme oranı, gün gittikçe artar. Zemin durumuna göre, göçmeler bile oluşabilir.

Ayna önündeki tavanda tedrici olarak meydana gelebilecek göçme ve dökülmeler:

- 1) Zeminin sıkılığına,
- 2) Kaya parçalarının eklem durumuna,
- 3) Kayanın çatlaklık derecesine,
- 4) Hafriyat genişliğine,
- 5) Son yapılan iksa ile tünel aynası arasındaki mesafeye bağlıdır.

Elmadağ tünelinin zemin yapısı, zeminin kaya karakteri ile ilgili değerler, raporumuzun "Zeminin sınıflandırılması ve zeminin klas'ı bölümünde" rakamsal olarak verilmiştir. Orada da görüleceği gibi, zemin sıkı ve som kaya olmayıp bol kırıklı çatlaklı ve eklemlidir. Tünelin genişliği 6,5 m.yi bulduğu için, iksanın mümkün olan kısa sürede yapılması gerekir.

Ayna ile son iksa arasındaki bölgenin kendi kendini bir müddet tutması olayına, tünelcilikte "Köprüleşme tesiri" denir. İksanın yapımı için geçecek zaman, bu köprü tesiri zamanını aşmamalıdır.

Tünel açılmasında, "bir devir" şöyledir.

- 1) Ateşleme,
- 2) Havalandırma,
- 3) Ateşlemeden sonra biriken malzemenin kaldırılması,
- 4) İksanın yapılması,
- 5) Yeniden lağım deliklerinin delinip ateşlemeye hazır hale getirilmesi.

Çok önemli bir husus şudur; Tünel tavanına gelen nihai yükün büyüklüğü:

- a) İksa ile tünel zemini arasındaki kamalanmanın mükemmelliğine,
- b) İksa arkasının tahkim derecesine bağlıdır.

İksa arkasının, Elmadağ tüneline betonla doldurulmaması gerekir. Bu durum: 1. Zemin suyu drenajının tam olmasını sağlayıp, kaplamaya hidrostatik yüklerin gelmesini önleyecektir. 2. Ayrıca zeminde olabilecek, kaçınılmaz ufak deformasyonları, betonun bünyesine alarak derhal kaplamaya intikal etmesini önleyecektir. Tünel zemini ile kaplama arası, cüruf vb. maddelerle sıkıca doldurulmalıdır.

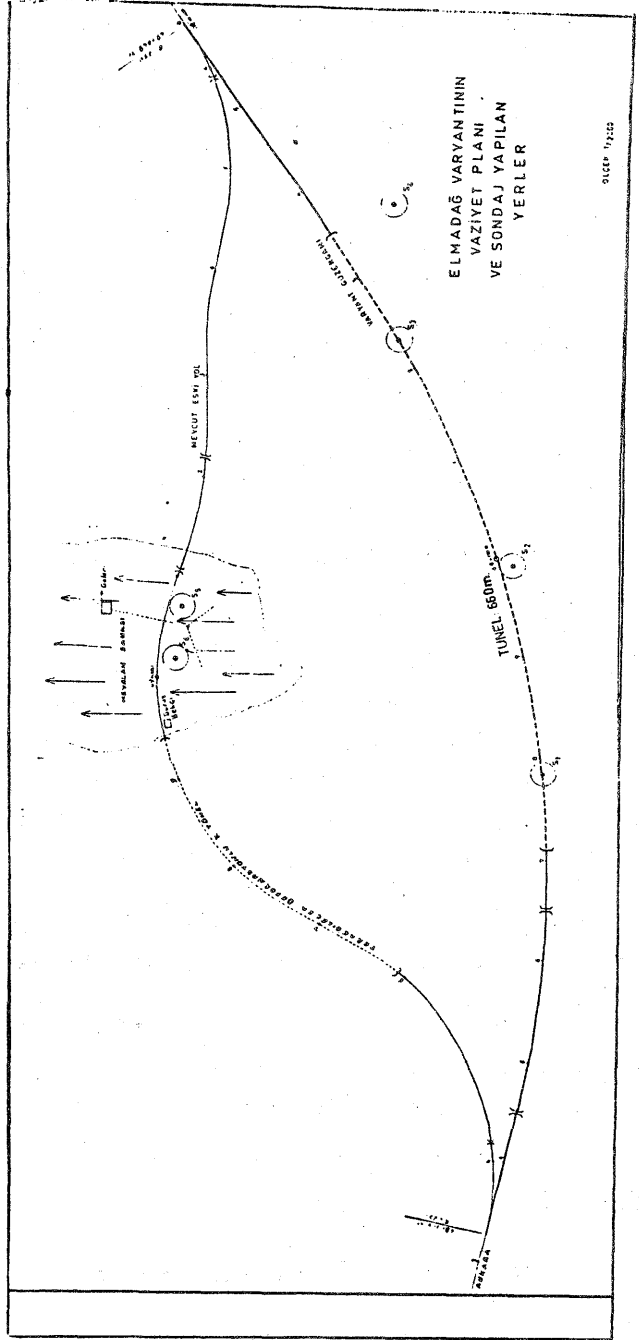
İksa iyi ve zamanında yapılmışsa, tünel kaplamasına gelecek nihai yüke 1 hafta kadar kısa bir sürede bile ulaşılabilir.

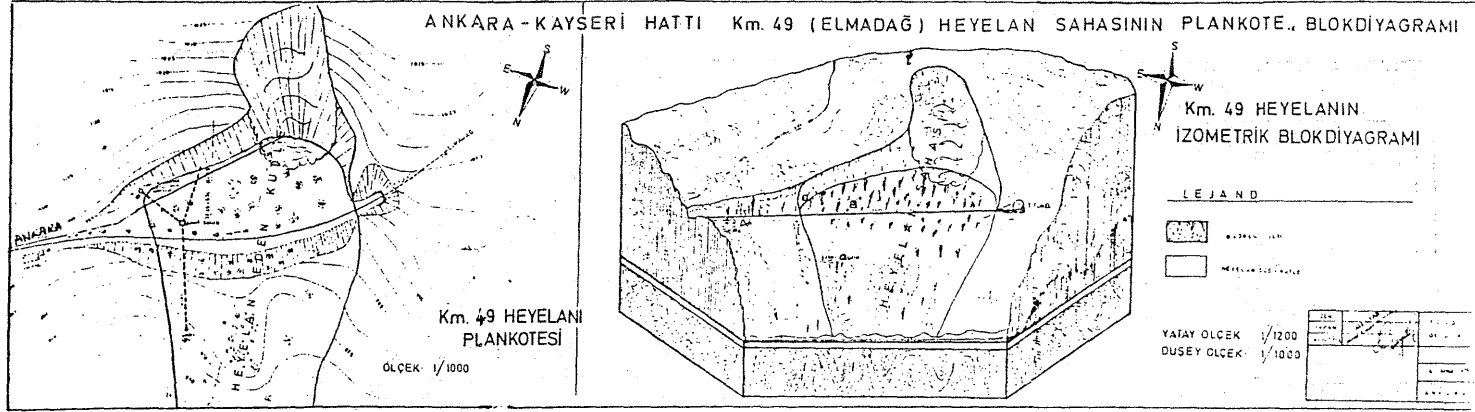
Elmadağ tüneline, hiç iksa yapılmazsa, olabilecek göçükler bir yana tünele gelecek nihai yüke geç ulaşılır. Nihai yükün değeride büyük olur. Bu, yapılacak kaplamanın kalınlığının fazla olması demektir.

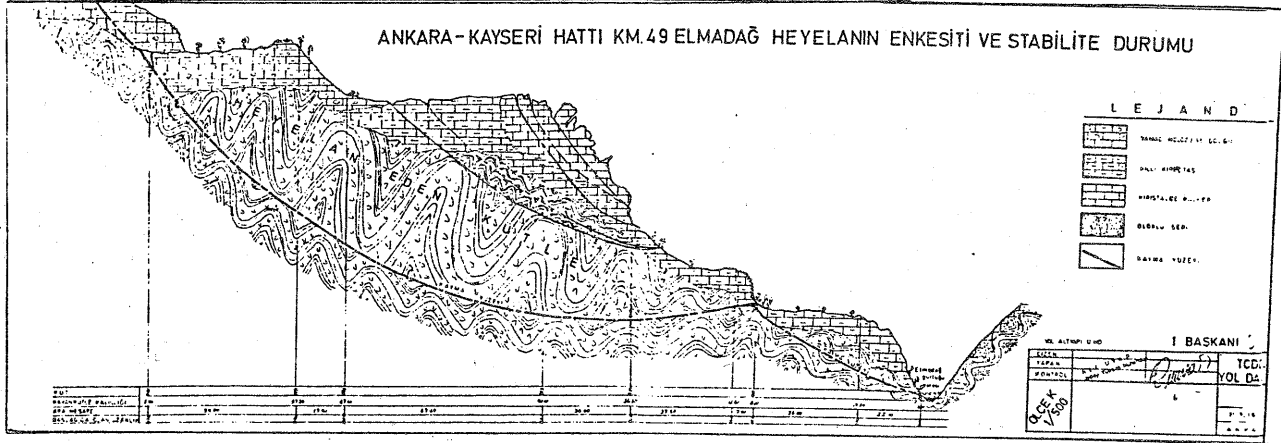
KAYNAKLAR

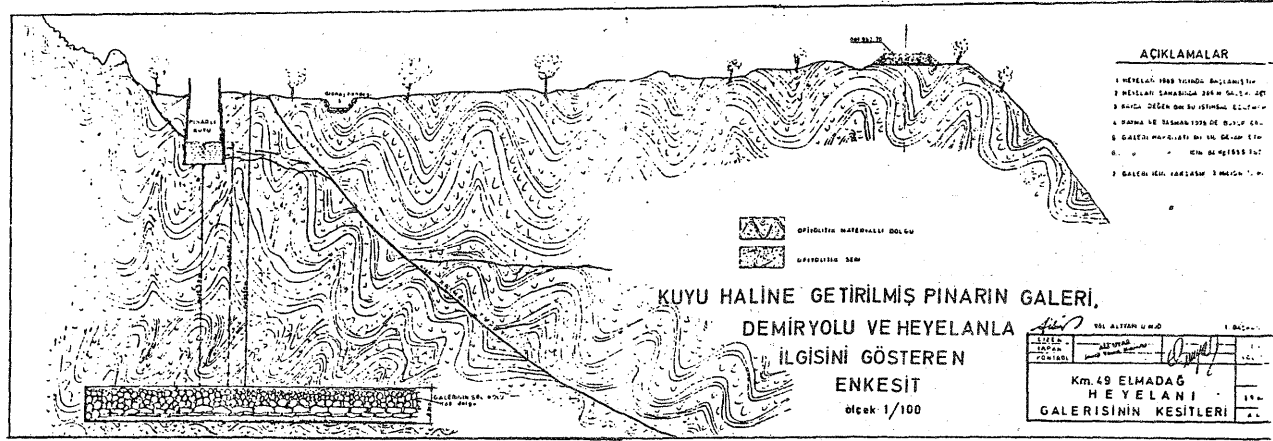
SZECHY The Art of Tunneling, Budapest 1967.

UYAR A., Toprakkale-Fevzipaşa Arası 7/44 Demiryolu Tüneline Zeminden Tünele Gelen Yüklerin Hesabı ve Tünelin İslah Projesi.











DOLMABAHÇE ÖN ARITMA TESİSİ VE POMPA İSTASYONUNUN BİR
YERALTI KAYA YAPISI OLARAK MÜHENDİSLİK JEOLojİSİ VE KAYA
MEKANİĞİ AÇISINDAN İNCELENMESİ

Engineering Geology and Rock Mechanics Investigation of
Dolmabahçe Pre-purification Plant and Pumping Station as
an Underground Rock Structure

M. VARDAR*

V. YAVUZ *

ÖZET

Yapılan bu çalışmada İstanbul'un en önemli altyapı problemlerinden biri olan kanalizasyon sorununu çözmek ve Haliç'in temizlenmesine yardımcı olması amacıyla, 1982 yılından beri çalışmaları süren "Haliç Çevresi Kanalizasyon Tünelleri" projesi içinde yer alan "Haliç Kuzey Yakası Kanalizasyonuna ait Arıtma Tesisleri ve Pompa İstasyonu Kavern Yapısı" mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği açısından incelenmiş, geoteknik değerlendirilmesi yapılarak, pompa istasyonuna ait açım sistemi ve sağlamlaştırma türü belirlenmiştir.

Daha evvel DSİ ve Geoteknik A.Ş. tarafından açılan sondajlar ve MJKM tarafından yapılan mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği raporu sonuçları esas alınarak yapılan projelendirme çalışmaları sırasında boşluk çevresinde oluşacak plaskikleşme zonları ve kullanılacak ankraj uzunlukları ile uygulanacak öngerilme kuvvetleri bu amaçla oluşturulan bir bilgisayar programı yardımıyla hesaplanmıştır.

ABSTRACT

In this study the purification plant and pumping station

* İTÜ Maden Fakültesi, Maçka-İSTANBUL

cavern structure belonging to the north side drainage system of Golden Horn in the content of "Golden Horn and Neighbourhood Drainage Tunnels Project", being carried out since 1982, are investigated in terms of engineering geology and rock mechanics in order to solve the underground piping problem, which is one of the most important infra-structure problems of Istanbul, and to contribute to cleaning of Golden Horn, and the opening system and the type of reinforcing were determined through geotechnical evaluation.

The zones of plasticity, the socket distances to be used and the pre-stressing forces to be applied were calculated on the basis of the drillings made by the State Hydraulic Works (DSİ) and Geotechnics Inc., and the results of the engineering geology and rock mechanics report given by MJKM, utilizing the computer program developed for this purpose.

1. GİRİŞ

Yeraltı yapıları maden yanında inşaat, nükleer, petrol mühendisliği gibi dalların da yakından ilgili olduğu bir konudur. Doğal ve yapay yapılar makul bir katman yükü altında bir veya girişli ancak diğer ucunda çıkışı bulunmayan yapılardır.

Yeraltı kaya yapılarının giderek daha fazla kullanılır hale gelmesi ve her alanda uygulama sahası bulması, yeraltı kaya yapıları mühendisliğini güncel hale getirmektedir.

Bir yeraltı kazısı karmaşık ve önceden kestirilmesi oldukça zor ve özel uzmanlık isteyen bir ortam içinde gerçekleştirilen mühendislik işlemlerinden-
dir.

Başarılı bir yeraltı mühendisliği; uygun bir ortam tanımı, değerlendirme, modelleme ve gözlem işlemlerini gerektirir. Bunun için de çeşitli disiplinlerden gelenlerden gelen araştırmacıların arasındaki iyi bir koordinasyonun sağlanması gerekir.

Tarihi İstanbul yarımadasının kanalizasyon sorununu çözmek, bunun yanı sıra Haliçin temizlenmesini sağlamak amacıyla, 1982 yılından itibaren çeşitli çalışmalar sürdürülmüş ve "Haliç Güney Yakası Kanalizasyon Tünelleri" yapım aşamasına ulaşmıştır. Haliçin temizlenmesinde önemli rol oynayacak olan bu kollektörlerin, Haliçin kuzey yakasında da yapılması zorunlu görüldüğünden, 1985 yılında Hasköy'den başlayarak, Kasımpaşa-Tophane-Fındıklı sırtları boyunca uzanan ve Dolmabahçe'de Teknik Üniversite önlerine kadar gelen ve devamında Besiktas-Bebek-Baltalimanı'na kadar uzanan bir tünel güzeli ile Dolmabahçe'de yapılması planlanan bir yeraltı ön arıtma tesisi ve pompa istasyonunun mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği çalışmalarına başlanmıştır.

"Haliç Kuzey Yakası Kanalizasyon Tünelleri" adını verdiğimiz bu projede bulunan yeraltı ön arıtma tesisi ve pompa istasyonu ilk tasarlanan yeri olan Gümüşsuyu'ndan alınarak Baltalimanı'nda yapılması planlanmaktadır.

İzleyen bu çalışmada, kavernin ilk planlanan yerde yapılacağı kabul edilerek, projelendirme sırasında kullanılacak olan mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği değerlendirmesi sunulmuştur. Haliç yakası kanalizasyon tünellerinin gelecekte İstanbul'un Karadeniz kıyılarına kadar uzatılması düşünülmekte ve İstanbul'un Anadolu yakasında yapılmakta olan ve yapılması planlanan

diğer kanalizasyon tünelleri ile birlikte bir bütün teşkil ederek İstanbul'un en önemli altyapı problemlerinden biri olan kanalizasyon sorunu halledilmiş olacaktır.

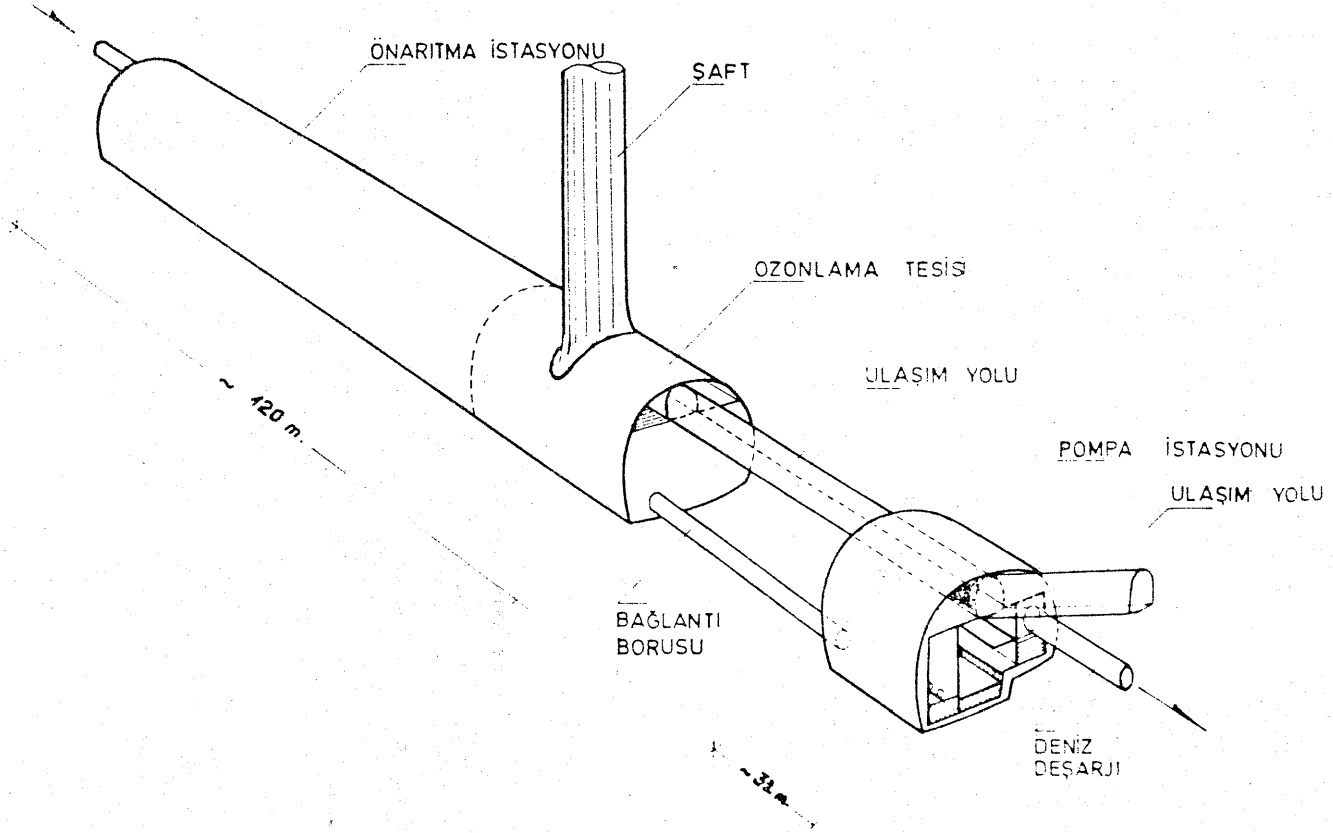
Arıtma tesisleri ve pompa istasyonunun yerleştirileceği yeraltı yapısı iki büyük kavernden oluşmaktadır. Bunlardan arıtma tesislerinin bulunduğu kısım ~ 120 m uzunluğunda olup, açıklık olarak pompa istasyonuna ait olan kavernden daha küçüktür.

Pompa istasyonunun yerleştirileceği kavern ise ~ 32 m uzunluğunda, ~ 18 m genişliğindedir (Şekil 1,2).

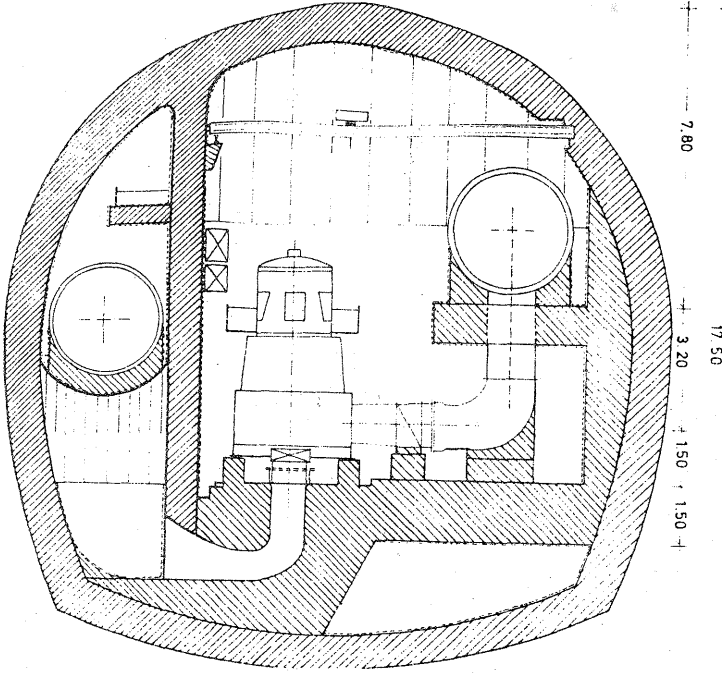
2. MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ

Arıtma tesisleri ve pompa istasyonunun yerleştirileceği kavern yapısı, Haliç kuzey yakası kollektör tünellerinin bitiminde, İTÜ Gümüşsuyu binası çevresinde planlanmaktadır. Bu düşünce çerçevesinde bölgede yüzey jeolojisi çalışmaları yapılmış ve bu çalışmalar sırasında İSKİ'den sağlanan 1/1.000 lik yerleşim haritaları ve 1/2.000 lik topografik haritalar kullanılmıştır. Ayrıca kavern yerinde genel olarak 1/5.000 ölçekli paftalar kullanılarak yüzeyde ayrıntılı süreksizlik ölçümleri yapılmıştır. Genel olarak; bölgede "Trakya Serisi" olarak isimlendirilen istif içerisinde yer alan Alt Karbonifer (Dinansiyen) yaşlı Formasyonlar bulunmaktadır. Dolmabahçe kıyı şeridinde alüvyonlar, yamaç ve vadi içlerinde dolgu ve moloz yer almaktadır. Bölgede yoğun yerleşim ve dolgu malzemesi nedeniyle yüzey jeolojisi çalışmaları, mostralara işaretlenmesi şeklinde yürütülmüştür.

Bölgede, DSİ ve Geoteknik A.Ş. tarafından sondajlar yapılmış, bu sondajlardan sağlanan karot örnekleri incelenerek farklı litolojideki kayaç örnekleri ayıklanmış, süreksizliklerin konumundan ve yoğunluğundan kaynaklanan TCR, SCR, RQD değerleriyle çatlak dolgusu türü ve kalınlıkları, ayrışmanın derecesi ve derinlikle değişimi ile fay zonları belirlenmiştir. Ayrıca sondaj kuyularında kavernin yer alacağı 10 m'lik zon içerisinde basınçlı su deneyleri yapılarak ortamın permeabilitesi saptanmaya çalışılmıştır. Kuyularda statik su seviyeleri ölçülerek kesitler üzerine ve jeomekanik loglara işlenmiştir.



Şekil 1. Ön Arıtma ve Pompa İstasyonunun Perspektif Görünüşü



Şekil 2 . Pompa İstasyonunun En Kesit Görünüşü

Ana kayayı oluşturan Alt Karbonifere ait Trakya Serisi :

- 1) Killi, mikalı, silttaşı-kiltaşı (çamurtaşı-şeyl) -Kc
- 2) Feldispatlı, mikalı kumtaşı (grovak) -Kk
- 3) Kuvars konglomerası, mikrokonglomera -Kko

lardan oluşmaktadır. Daha çok kiltası-silttaşı-çamurtaşı-kumtaşı ardalanması şeklinde gözlenen bu birimleri, gerek yüzeyin dolgularla örtülü olması, gerekse yoğun yerleşim nedeniyle kesin sınırlarla ayırmak mümkün olmamıştır.

Killi, mikalı, silttaşı-kiltaşı (şeyl-çamurtaşı) Kc koyu gri-siyah olup, yer yer kil ara katmanlıdır. İçerisinde pirit kristalleri bulunmaktadır. Bu kayacın ince kesitlerinin incelenmesinden :

- % 60-65 Kuvars
- % 30-35 Mika
- % 5-15 Demiroksit ve pirit

taneleri içerdikleri saptanmıştır. Tane çapları 40-50 dolayındadır. Bu litolojik birime kavern yerinde açılmış olan birim, sondajlarda değişik seviyelerde kumtaşı (Grovak) ile ara tabakalı olarak rastlanmıştır. Bu nedenle yeraltı yapısının oluşturulması sırasında daha çok kumtaşı-şeyl-kumtaşı ardalanması ile karşılaşılacaktır.

Feldispatlı-mikalı kumtaşı (grovak) Kk sarımsı gri, yer yer koyu renkli orta ve kalın tabakalı (10-60 cm), oldukça sert, yoğun ve sistematik çatlaklıdır. Birim kaya elemanları düzgün prizmatik şekillidir. Çatlaklar çoğunlukla kalsit ve kuvars dolgulu olup, yüzeye yakın kesimlerde yer yer demir oksitlidir. Ayırılmış olağ türleri sarımtırak renkli olup elde ufalanabilir bir yapıdadır.

Bu tür kayaçlar genelde, grovak, subgrovak ya da feldispatlı grovak olarak isimlendirilmektedirler. Bu çalışmalarda feldispatlı-mikalı kumtaşı olarak isimlendirilmişlerdir. Tane çapları 0,2-0,3 mm arasında değişen bu kumtaşlarının yapılan ince kesitlerinde :

- % 60-70 Kuvars
- % 8-12 Muskovit
- % 2- 6 Plajiyoklaz
- % 7- 8 Demiroksit
- % 8-20 Silttaşı parçaları
- % 8-20 Klorit

saptanmıştır.

Kiltaşı-silttaşı-kumtaşı tabakalarıyla yanal ve düşey geçişli olarak kanal dolguları şeklinde bulunan konglomeralar, merceksi bir yapıya sahiptir. % 80-90 oranında çeşitli cins ve çapta iyi yuvarlanmış kuvars çakıllarından oluşmuş bu litolojik birimin petrografik incelemesinden :

- % 85-90 Kuvars
- % 3- 4 Plajiyoklaz
- % 2- 5 Magmatik kayaç parçaları (aplit)
- % 5- 7 Demiroksit
- % 2- 3 Kalsit

içerdiği saptanmıştır.

Bölgede açılan CV 10 sondajının ilk 12 m'lik kesimi mikrokonglomera içerisinde devam etmiştir. CV 10 sondajının 30 m kadar altında açılmış olan CV 7 sondajında ve CV 10 sondajının 40 m kadar sağında açılmış olan CV 11 sondajında bu birimin kesilmemesi, bu tür konglomeratik kesimlerin Trakya Serisi içerisinde merccekler halinde bulunduğunu göstermektedir. Mikrokonglomeraların petrografik incelenmesinde :

- % 75-80 Kuvars
- % 2- 8 Plajiyoklaz
- % 6-12 Muskovit (akmika)
- % 2- 5 Demiroksit
- % 1- 2 Kalsit

bulunduğu saptanmıştır.

Bölgede açılan CV 7 sondajında 9-10,5 m arasında 1,5 m kalınlığında spilitik bir diyabaz daykı kesilmiştir. Özellikle kumtaşlarında (grovak) rastlanan kalsit ve kuvars damarları, genelde çatlak dolgusu şeklinde gelişmekte ve kalınlıkları 0,5-1 cm dolayında değişmektedir.

Karotların incelenmesiyle çatlakların 60° - 80° eğimli olduğu çatlaklar arasında kalsit ve kuvars dolgularının bulunduğu anlaşılmıştır. Tabakalar ise 30° - 50° eğimlidir. CV 7 sondajında 9 m ile 10,5 m arasında 1,5 m kalınlığında bir diyabaz daykı kesilmiştir.

Buradan Dolmabahçe vadisinin oluşumuna neden olan yaklaşık K 80 ve K 15 B doğrultulu iki ana faya ait olan daha küçük çaplı fay sistemleri mevcuttur ve açım sırasında sık sık eğim ve doğrultu değiştiren küçük kıvrımlarla karşılaşılması beklenmelidir.

Ortamin çok kırıklı ve parçalanmış olmasına rağmen çatlaklar genelde kapalı olduğundan, yapılan basınçlı su deneylerinde 10 atmosfer basınçtaki su kayıplarının 50 dakikada 10-200 lt'yi geçmediği görülmüştür. Bu nedenle ortam tamamen geçirimsizdir ($K \approx 10^{-8}$ cm/sn). Buna rağmen yapım sırasında fay zonlarından sızıntı halinde su gelebileceği beklenmektedir.

Gümüşsuyu parkında ve İTÜ binası çevresinde yoğunlaştırılmış sondaj çalışmalarıyla elde edilen verilerden ;

Karot yüzdeleri	10-100	
RQD indeksleri	0- 50	arasında olup,
Çatlak sıklıkları	2-30	
Ayrılma dereceleri	1	(ana kırıklarda), 0.8-1 (tali kırıklarda)

şeklinde bir değişim gösterirler.

Q değerleri dağılımı en iyi zonlar için 4-15, zayıf zonlar için 3-0.1 ve en kötü zonlar için 0,004 bulunmuştur. Bu değerler mostralarda hesaplanmış Q değerleriyle karşılaştırıldığında, en iyi zonlar için saptanan % 60-65'lik dağılımın, sondajlarda % 33'e kadar düştüğü görülmektedir. Bunun sondaj tekniği ve karot eldesi sırasında meydana gelen çatlaklanmalara bağlı olduğu kabul edilmelidir.

Kaya mekaniği çalışmaları, kavern bölgesindeki kayaçların geometrik özelliklerini belirlemek amacıyla yapılmıştır. Mekanik sondaj karotları üzerinde yapılan tek eksenli basınç direnci, endirekt çekme direnci, üç eksenli basınç direnci, elastisite modülü belirleme deneyleriyle, ana çatlaklarla sınırlanmış sağlam kayacın (taşın) mekanik parametreleri saptanmıştır. Bu bilgiler, sondaj açımı sırasında izlenen delme hızları, sondaj deliğindeki sıkışma ve dökülme davranışları ile mühendislik jeolojisi parametreleri (RQD, TCR, SCR, k, χ , çatlak dolgusu türü ve kalınlıkları) ışığında değerlendirilmiş ve "Çatlaklı Kaya" ortamının mekanik davranışı hakkında yorumlar yapılmıştır.

Kavern bölgesinde karşılaşılan kayaçların yerindeki (in-situ) dirençlerini saptamak için aşağıdaki eşitlik kullanılmıştır.

$$\sigma_{kaya} = \sigma_{taş} a \cdot \frac{1 + i/f \cdot \log N_{\zeta}}{1 + i \cdot \log N_{\zeta}}$$

- N_{ζ} : Ortamdaki çatlak eleman sayısı
- $\sigma_{taş}$: Taşın tek eksenli basınç direnci
- σ_{kaya} : Kayanın tek eksenli basınç direnci
- σ_{kaya} : Ufalanmış kayanın tek eksenli basınç direnci
- i : Kayanın heterojenlik katsayısı
- f : Direnç düşüm faktörü ($\sigma_{taş}/\sigma_{kaya}$)
- a : Anizotropi katsayısı

Bu ampirik formül, dokusunda belirli çatlak sistemi barındıran bir kayacın direncini vermektedir.

$$N_{\bar{c}} = (8.D.\bar{k})^2$$

$\bar{k}$: Ortalama çatlak sıklığı

D : Max. açıklık

dır.

Direnç düşüm faktörünün kayac türlerine bağlı olarak aldığı ortalama değerler aşağıya çıkarılmıştır :

Kayaç Cinsi	F
Obsidyen	40
Granit	35
Bazalt	28-30
Kuvars	25-30
Kumtaşı	15-20
Kireçtaşı	18-20
Marn	10

Laboratuvar sonuçları ve ortamın beklenen davranışı ile ilgili değerler Şekil 3 ve Tablo 1'de biraraya getirilmiştir.

Buna göre kazı sırasında ve hemen sonrasındaki değerlendirmeler için kayanın mekanik parametreleri :

$$E_{\text{kaya}} = (15-54) \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

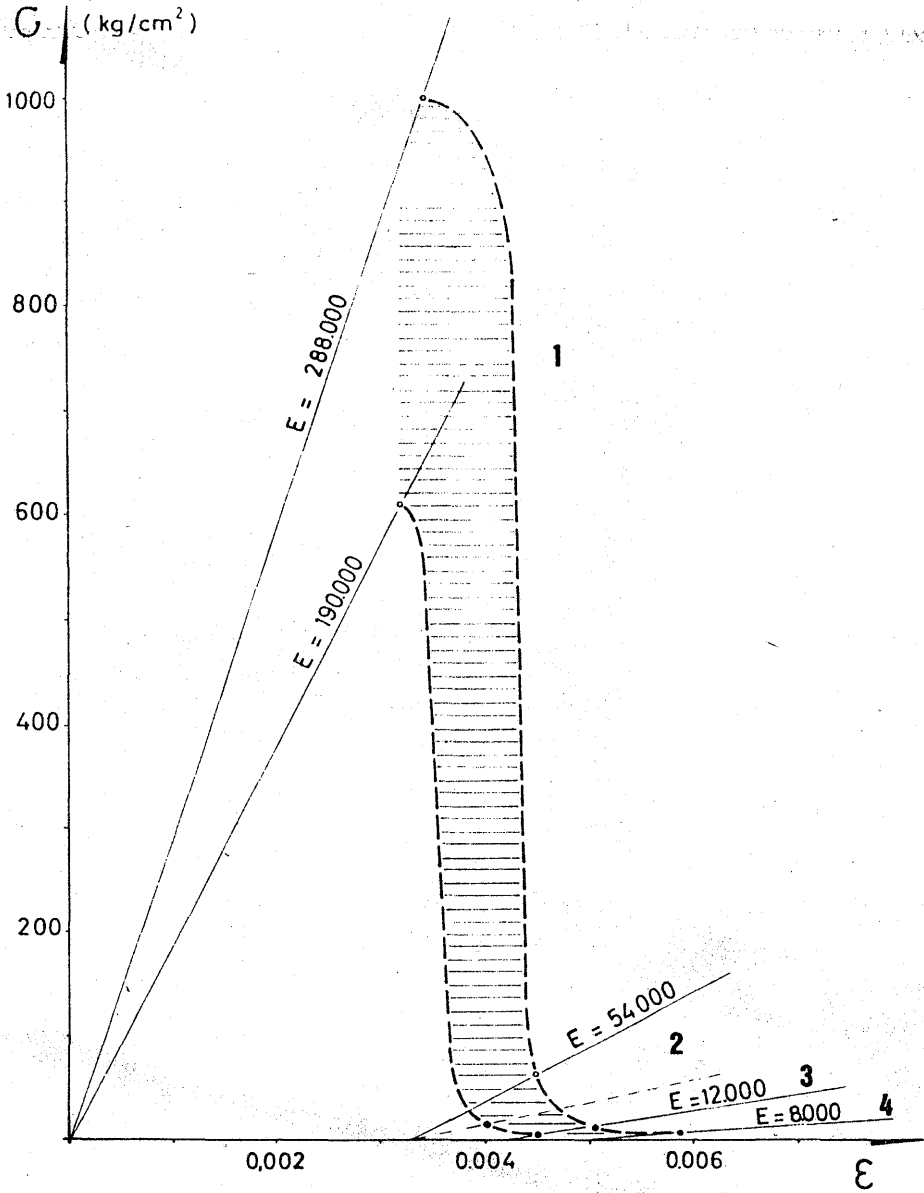
$$\sigma_{b\text{kaya}} = 13-60 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{\text{kaya}} = 5-9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{kaya}} = 32-38^\circ$$

arasında olacaktır.

Kayacın RQD değeri 0-50 arasında olduğu için kayacın çok çatlaklı ve parçalanmış olduğu belirlenir.



Şekil 3 : Bölge kayaçlarının Beklenen Yenilme Sonrası Davranışları

Açım sırasında karşılaşılabilecek ortam;

Müller'e göre : Parçalanmış-ufalanmış kaya

Rabcewicz-Pacher'e göre : III-IV

Lauffer'e göre : C

Barton'a göre : 4-10

Deere'e göre de : Kötü Kaya

sınıfına girmektedir.

Tablo 1 : Bölge Kayaçlarının Yenilme Koşullarını Belirten Karşılaştırmalı Çizelge

	C (kg/cm^2)	ϕ ($^{\circ}$)	σ_b (kg/cm^2)	$E (x10^3)$ (kg/cm^2)	ν
TAŞ (Silttaşı-çamurtaşı-Kumtaşı) (Laboratuvar örneği)	60-180 110	50-65 50	300-1,000 610	65-288 190	0,20 - 0,23 0,21
KAYA DOĞAL DURUMU (Kazı Öncesi)	5-9	32-38	13-60	15- 54	0,22 - 0,25
PSÖDOPLASTİKLEŞMİŞ KAYA (Kazı Sonrası)	2-4	24-28	6-10	9-12	0,28
BOZULMUŞ KAYA (Su ve zaman etkisiyle değişme)	0,5-1	9-14	2,5-4	3-5	0,30

Kayacın kazı sonrasındaki bu davranışı, oluşabilecek sekonder gerilmeler, deformasyonlar ve kavlaklanmalar gözönüne alınarak değerlendirilmiş, bir stabilite analizi programı hazırlanarak farklı kesitlerde kaya içindeki plastikleşme zonları hesaplanmıştır.

Böylece pompa istasyonuna ait kavern yapısının çevresinde oluşması beklenen plastikleşme zonlarına bağlı olarak kullanılacak ankraj boyları ile ankrajlara uygulanacak kuvvetler bu bilgisayar çıkışlarının kullanıldığı grafik yöntemle belirlenmiştir.

3. KAZI KESİTİ-STABİLİTE İLİŞKİSİ

Yeraltı yapısının büyük boyutlarda olması bu tip yapılarda uygulanan genel bir yöntem olan kademeli kazı yönteminin seçilmesini gerektirmektedir.

Kavernin nihai büyüklüğü olan 17,50 m açıklığa ulaşmak için ilk önce 2,40 m çaplı dairesel kesitli bir boşluğun oluşturulması ve bunu takiben boşluk çapının sırasıyla önce 4,90 m'ye, sonra 9,80 m'ye ve bunu takiben de 14,5 m'ye genişletilmesi uygundur. Genelde yeraltı yapıları dolayındaki gerilme dağılımları incelendiğinde çekme gerilmelerinin tavan ve tabanda, basınç gerilmelerinin ise çekme ve basınç bölgeleri arasında yoğunlaştığı görülür.

Kazıdan hemen sonra oluşacak plastik bölgeyi daha da büyütüp fazla miktarda aşırı sökülmelere meydan vermemek için, kayada oluşan gerilmeleri almak üzere, çekme bölgesinde çelik hasır ve püskürtme beton, basınç bölgesinde de ankraj ve püskürtme beton kullanılır. Çekme bölgesindeki çelik hasırın ve püskürtme betonun sağlam kayaya bağlanmasını plastik bölgenin dışına kadar uzanan ankrajlar sağlarlar.

Ankrajlar yeraltı kaya yapıları mekaniği çerçevesi içinde üç farklı amaç için kullanılmaktadır.

- 1) Deformasyonları denetleyen ve yönlendiren ankrajlar,
- 2) Sağlamlaştırma direnci uygulayan ankrajlar,
- 3) Plastikleşmiş bölgeliri sağlamlaştıran ankrajlar.

Genişletme çalışmaları sırasında da her aşamada çelik hasır+Ankraj+püskürtme betondan oluşan sağlamlaştırma önlemlerinin alınması uygundur. Burada ankraj kullanmaktan amaç, gevşeyerek taşıma direncini hemen hemen tümüyle

yitirmiş olan plastik zonu 3-eksenli gerilmeler altına sokarak yük taşıyabilecek duruma getirmektedir. Böylelikle koruyucu zonu aşırı derecede zorlayan gerilmelerin bir kısmı plastik bölgeye doğru kayacağından zararlı gerilmelerin oluşturacağı gevşeme ve kırılmaların önü alınır ve kaya yapısı duraylı duruma gelir. Bu aşamada kullanılan ankrajların boyları koruyucu zona ulaşamayacak kadar kısadır.

Ulaşılması istenen açıklık 17,5 m'ye gelinceye kadar alınması gerekli sağlamlaştırma önlemleri geçici önlemler olacağından uygulanacak ankraj germe kuvvetlerinin hesaplanmasında düşük güvenlik sayısı ile çalışmak sakınca yaratmayacaktır.

Pompa istasyonu açım çalışmaları sırasında her kademede oluşması beklenen plastik zonlar ve bu bölgeleri sağlamlaştırma amacıyla uygulanması gerekli ankraj uzunlukları ve ön gerilme kuvvetleri kullanılan bilgisayar programı ve buna bağlı grafik yöntemle hesaplanmış ve tablo halinde sunulmuştur (Tablo 2). Hebaplamalar sırasında emniyet payı 3 m, güvenlik sayısı da 1,2 alınmıştır.

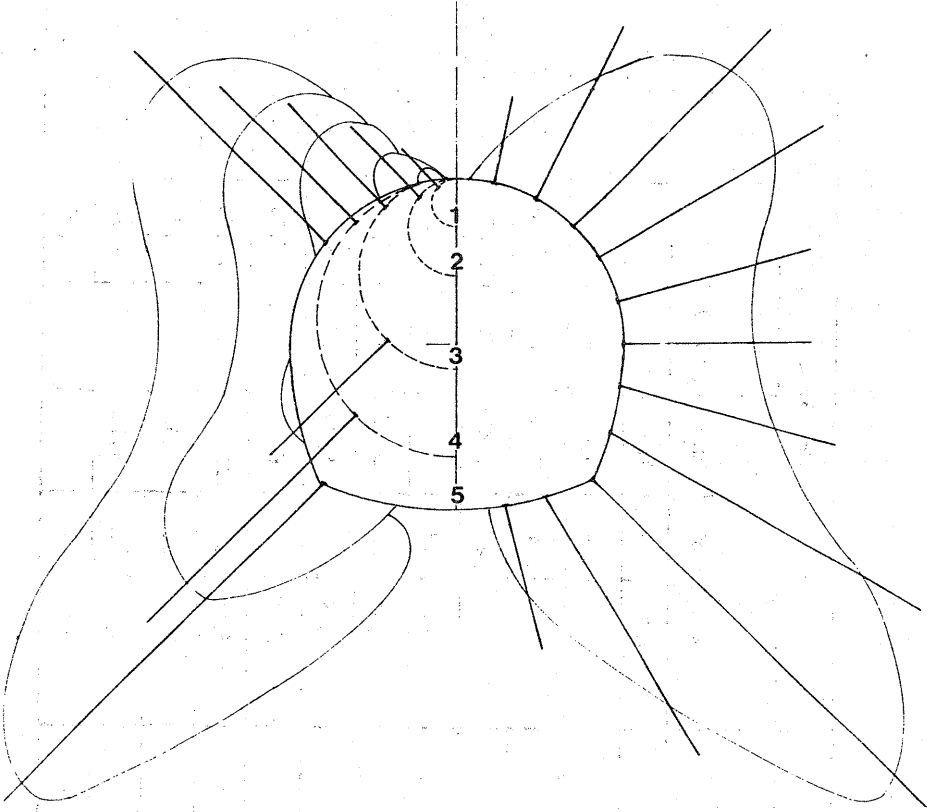
Sonuçta görülmüştür ki, kesitin tekrarlanan kazı-sağlamlaştırma işlemleriyle büyütülmesi ve her yeni sağlamlaştırma adımında, yeniden şiddet ve yönü değişen gerilme farklarını karşılayan iksa dirençleri (ankrajlara verilmesi gereken ön gerilme) ve bunların uygulama yer ve derinlikleri ile Gümüşsuyu bölgesinde bu açıklıkların geçilmesi mümkündür. Şekil 4'te farklı kesit büyüklüklerini ve her aşamada gerekli olan ankraj doğrultularını, uzunluklarını göstermektedir.

Buradaki önemli sorun, ağır kaya ankrajlarının konstrüksiyonu, uygulanması, gerilmelerin sağlanması ve bunların sürekli olarak korozyondan korunmasıdır. Statik hesapların, geomekanik tanımların ge kabullerin yeterince doğruluğuna bağlıdır. Bunların ifadesi de ön araştırmaların çokluğu ve seçimi ile ilgilidir.

Dağ, doğanın parçası olarak heterojen ve anizotrop olduğundan dolayı tanımlamaların doğru seçimi ancak büyük tecrübe ve konuya olan hakimiyetle ilgilidir ve ampirik sonuçların doğruluk derecesinden daha önemlidir.

Tablo 2 : Oluşması Beklenen max. Plastik Zonlara Bağlı Olarak Hesaplanan Ankraj Uzunlukları
ve max. Öngerilme Kuvvetleri

	R= 2,40 m.		R=4,90 m.		R=9,80 m.		R=14,50 m.		R= 17,50 m.	
ϕ	Maximum Ankraj Uzunlg. A_L (m.)	Maximum Ön Gerilme Kuv. A_P (t/m ²)	A_L (m.)	A_P (t/m ²)	A_L (m.)	A_P (t/m ²)	A_L (m.)	A_P (t/m ²)	A_L (m.)	A_P (t/m ²)
0°	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-
15°	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-
30°	3,90	20	4,90	24	7,50	24	9,50	21	10,80	17
45°	4,40	22	6,00	27	8,40	29	10,70	28	14,60	23
60°	4,20	19	5,40	29	7,60	35	9,60	36	13,40	30
75°	3,70	22	4,50	36	5,70	46	7,20	47	10,40	44
90°	3,60	24	4,20	41	5,40	51	6,70	56	9,80	53
105°	3,70	21	4,50	38	6,10	49	7,80	55	10,80	52
135°	4,60	26	6,60	35	10,10	45	15,40	52	24,80	57
150°	4,10	25	5,20	31	7,50	40	10,40	46	4,20	52
165°	3,40	2	3,70	6	4,10	9	4,90	15	3,42	19
180°	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-	0,0	-



Şekil 4 : Farklı Büyüklüklerdeki Kazı Kesitlerinde Uygulanması
Gereken Kalıcı Ankrajların Yerleşimi

Bütün bu koşullar gözönüne alındığında, yüzeyden ve imalat sırasında kavern içinden yerleştirilecek olan ölçüm-gözlem-denetim araç, gereç ve noktalarının kaçınılmaz olduğu kabul edilmeli, kesinlikle bu alanda gerekli önlemler alınmalıdır. Kavernin imalatındaki başarı, büyük ölçüde bu değerlendirmelere bağlı olacaktır.

KAYALARIN PATLATILABİLİRLİKLERİ VE DELİNEBİLİRLİKLERİ

ÜZERİNE BİR ÇALIŞMA

An Investigation Into the Blastability
and Drillability of Rocks and Ores

H. Aydın BİLGİN*

A. Günhan PAŞAMEHMETOĞLU*

ÖZET

Bu bildiride, kaya ve cevherlerin delinebilirlikleri ve patlatılabilirlikleri ile fiziksel ve mekanik özellikleri arasında ilişkiler araştırılmaya çalışılmıştır. Bu amaçla, TDÇİ Divriği Açık Ocağı'nda yerinde delme ve patlatmaya ilişkin etüdler yapılmış; laboratuvarında, kayaların ve cevher birimlerinin fiziksel ve mekanik özellikleri bulunmuştur.

ABSTRACT

In this paper, the results of investigations carried out into the determination of relationships between blastability and drillability of rocks and ores, and their physical and mechanical properties are presented. In this respect, detailed field studies regarding drilling and blasting operations are performed. In the laboratory, physical and mechanical properties of rocks and ore units encountered are determined.

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

1. GİRİŞ

Kayaların ve cevherlerin delinebilirlik ve patlatılabilirliklerinin, bunların jeolojik, fiziksel ve mekanik özellikleri ile ilişkisi bilinmektedir (Hartman, 1968; Dick ve diğerleri, 1983; Rustan ve diğerleri, 1983; Tamrock, 1984). Hartman (1968) delinebilirliğin dayanım, gözeneklilik, nem oranı, yoğunluk gibi kaya özellikleri ile tabakalanma, eklem durumları gibi jeolojik koşullardan etkilendiğini belirtmiştir. Dick ve diğerleri (1983) kayanın delinebilirlik ve patlatılabilirliğinin yapısal ve petrografik özellikler yanı sıra kaya yoğunluğu, sertliği, boşluk ve zayıf zonlardan etkilendiğine değinmişlerdir. Kayaların delinebilirliğini etkileyen parametrelerin başlıcalarının sertlik, aşındırma, doku, yapı ve kırılma karakteristikleri olduğu Tamrock (1984) uzmanları tarafından da ifade edilmiştir. Leighton ve diğerleri (1982) delme hızının diğer faktörlerin yanı sıra kayanın basma, makaslama ve aşındırma özelliklerine de bağlı olduğuna değinmişler; Mathis (1975)'in önerisini geliştirerek hidrolik baskı basıncı/delme hızı oranını kayaların kalitesindeki değişmeyi ifade edeceğini belirtmişler ve bunu "kaya niteliği indisi" olarak tanımlamışlardır. Rabia (1985), delme mekanizmalarına bağlı olarak, darbeleri delicilerde, delme performansları ile kayaların shore sertliği ve darbe sertliği arasında daha iyi bir ilişki olduğunu; dönme (rotary) tipi delicilerde ise, delinebilirlik kayanını daha çok makaslama, çekme, basma dayanımları ile darbe dayanımına bağlı olduğunu ifade etmiştir. Rabia (1985) bu kaya parametrelerinden sadece birisinin etkili olmayıp birkaçının bir arada etkili olduğunu da eklemiştir.

Atchison (1968) patlatma işlemini etkileyen kaya parametrelerini yoğunluk, dalga yayılma hızı, özyapısal (ölgül) empedans, enerji yutma özelliği, tek eksenli basma ve çekme dayanımları, değişkenlik ve yapı (çatlak, boşluk, gözeneklilik v.b.) olarak tanımlamıştır. Rustan ve diğerleri (1983) patlatılabilirliğin tayininde en önemli fiziksel özelliğin empedans olduğunu söylemekte ve patlatmada parçalanabilme tayini formülüne bir kaya dayanım parametresi eklenip eklenemeyeceğini araştırmaktadırlar. Broadbent (1974) yerinde ölçülen sismik hız değerleri ile o kaya birimi için gerekli ölgül şarj miktarları arasında zayıf da olsa bir ilişki olduğunu göstermeye çalışmıştır. Bougainville Bakır Madeni'nde ölgül şarj ile kaya kütlelerinin (etken sürtünme açısı ve çatlak sıklığı)

arasında bir empirik eşitlik geliştirilmiştir (Hoek ve Bray, 1977). Leighton ve diğerleri (1982) delik delme makinası performansını ifade etmek için geliştirdikleri ve daha önce de değinilen kaya niteliği indisi ile ekonomik patlatma için gerekli özgül şarj arasında bağıntı olabileceğini göstermişlerdir. Böyle bir ilişkinin mevcudiyetinin pratik sonucu, patlatma için yapılan sayısız delik delme işlemi sırasında elde edilecek verilerden gerekli patlatıcı miktarının tayin edilebilmesi ve kaya özelliklerinde olabilecek değişikliklere göre patlatıcı miktarının ayarlanabilmesidir.

Kayaların delinebilirlik ve patlatılabilirliklerinin kayanın birçok fiziksel ve mekanik veya kütsel özellikleri ile bağlantılı olduğu yukarıda da değinildiği üzere literatürde bahsedilmesine rağmen, bunların pratikte kolaylıkla kullanabilirlikleri yok denecek kadar azdır. Bunda delme ve patlatma işlemlerinin kompleks niteliği ve kaya parametrelerinden başka birçok parametre ile ilişkili olmalarının da etkisi çoktur. Bu konuda, pratikte kolaylıkla kullanılabilecek basit yaklaşımların araştırılarak geliştirilmesi araştırmacılar için zor ancak çekici nitelikte olan konulardandır.

Kayaların delinebilirlik ve patlatılabilirliklerinin, kayaların laboratuvarında kolaylıkla tayin edilebilecek birkaç fiziksel ve mekanik özelliklerine veya arazide kolaylıkla tayin edilebilen özelliklerine bağlı olarak, önceden tayin edilebilmelerinin yararlarının ne kadar çok olacağı açıktır. Belirli bir kaya ortamında çalışacak en uygun delme makinasının seçimine olanak sağlanılacağı gibi maliyet unsurlarının daha gerçekçi tayin edilmesi de mümkün olabilecektir. Planlamacı söz konusu formasyonda ne kadar patlatıcı kullanabileceğini daha sıhhatli olarak önceden tahmin edebilecek, fizibilite etüdları daha sıhhatli olabilecektir. Özellikle, Leighton ve diğerleri (1982)'nin önerdiği şekilde delme performansı ile o formasyonu patlatmak için gerekli optimum özgül şarj arasında ilişkinin varlığının bulunması, delme sırasında elde edilecek verilerden gerekli patlatıcı miktarın tayin edilmesinde yararlı olabileceği gibi, kaya özelliklerinde yerel olarak olabilecek değişikliklerin göz önüne alınmasında ve patlatıcı miktarının buna göre anında ayarlanmasında da etken olabilecektir.

Bu bildiride, Divriği Madenleri Müessesesi Açık Ocağı'nda patlatma sorunlarının etüdü konusunda yapılmış bir uygulamalı araştırmanın (Paşamehmetoğlu ve diğerleri, 1986; Bilgin ve Paşamehmetoğlu, 1986) sonuçlarının bir bölümü kullanılarak kaya ve cevherlerin delinebilirliği ve patlatılabilirliği ile fiziksel ve mekanik özellikleri arasında ilişkiler araştırılmaya çalışılmıştır. Ancak, bu konu ile ilgili çalışmalara özellikle kömür açık ocaklarında devam edildiğini, burada sunulan sonuçların bu çalışmalarla daha ayrıntılı olarak araştırılmasından sonra daha somut sonuçlara varılabileceğini belirtmekte yarar vardır.

2. KAYA VE CEVHERLERİN FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Açık ocakta iki çeşit cevher bulunmaktadır. Bunlardan birincisi manyetit cevheri diğeri hematit cevheridir. Örtü kazısı (dekapaj) yapılan formasyonlar ise aşağıda verilmiştir:

Ocağının kuzeyinin batı tarafında Siyenit, doğu tarafında çok eklemli ve çatlaklı kalker bulunmaktadır. Ocağın doğu ve güneydoğusunda ise Mermer formasyonu vardır. Mermer kalkere göre daha az eklemlidir. Ocağın güneyinde ve batısında Serpantin ve Silisifiye (kristalin) kayalar bulunmaktadır.

Cevher ve kaya birimleri üzerinde bir dizi fiziksel ve mekanik özellik deneyleri yapılmıştır. Ocaktan alınarak ODTÜ Kaya Mekanigi Laboratuvarına getirilen gerek cevher, gerekse kayalar üzerinde yapılan deneyler sırasıyla tek-eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, darbe dayanımı, yoğunluk ve p-dalga hızı tayinidir. Sözü edilen deney sonuçları formasyon cinslerine göre Tablo 1'de verilmiştir. Tabloya P-dalga hızı ile yoğunluğun çarpımı olan özyapısal empedans da eklenmiştir.

3. FORMASYON CİNSLERİNE GÖRE GEREKLİ ÖZGÜL ŞARJLAR

Ocakta gerek örtü kazı (dekapaj) gerekse üretim için yapılan patlatmaların tümü incelenmiştir. Her patlatmada atım öncesinde delik geometrisi, delik boyu, delik basma şarj miktarı, sıkılama boyu, yem miktarı, ateşleme şekli, basamak yüksekliği gibi özellikler kaydedilmiştir. Atım anında ise patlamanın cereyan ediş tarzı ile ağızdan

Tablo 1. Fiziksel ve Mekanik Özellik Deney Sonuçları

Formasyon Cinsi	Tek-eksenli basma dayanımı MPa	Çekme Dayanımı Mpa	Darbe Dayanımı Kg-m/m ³	Yoğunluk Kg/m ³	P-dalga hızı m/sn	Özyapısal Empedans Kg/m ² -sn
Manyetit Cevheri	107,72	25,52	6,50x10 ⁵	4732	5542	2,622x10 ⁷
Hematit Cevheri	48,61	16,59	4,41x10 ⁵	4404	4903	2,159x10 ⁷
Mermer	78,85	16,69	2,25x10 ⁵	2724	6233	1,698x10 ⁷
Silisifiye Kayalar	81,50	15,68	1,81x10 ⁵	2722	5844	1,591x10 ⁷
Serpantin	19,25	3,0	0,84x10 ⁵	2515	4814	1,211x10 ⁷
Kalker	Bu kayadan yeterli örnek alınmadığından deney yapılamamıştır.					

püskürme, savrulan-kaya (flyrock) sorunları olup olmadığı, yersarsıntısı ve gürültü şiddeti gözlenmiştir. Patlatma sonrasında ortalama parça boyutu tahmin edilmiş, en büyük patar boyutu ölçülmüş, patar adedi sayılmış, en fazla ileri fırlatma, geri çatlatma mesafeleri, yığın yüksekliği ölçülmüş ve kazı kolaylığı veya zorluğu hususu incelenerek atımın performansı değerlendirilmiştir.

Performans incelemeleri yapılan tüm atımlarda, patlatma öncesi ve sonrasında basamak topograflara ölçtürülerek, aradaki farktan patlatılmış toplam hacim bulunmuştur. Kullanılan toplam şarj miktarı patlatılan kaya hacmine bölünerek özgül şarj (kg-ANFO/m^3 -kaya veya $\text{kg-ANFO/ton-cevher}$) miktarları saptanmıştır. Performans incelemeleri sonucunda değerlendirmeye alınan atımlar her ayrı cins cevher ve kaya için başarılı ve başarısız olarak sınıflandırılmış ve bunlar için hesaplanmış özgül şarj miktarları Tablo 2'de verilmiştir.

4. KAYA NİTELİĞİ İNDİSİ

Divriği Açık Ocağı'nda patlatma deliklerini delmek için down-the-hole darbeli delme makinaları kullanılmaktadır. Araştırma sırasında; formasyon adı, uygulanan darbe basıncı, dönme basıncı ve her bir 6 m'lik (bir tij boyu) delme için delme zamanı ayrıntılı olarak kaydedilmiştir. Bu veriler kullanılarak her formasyon için delme hızı ve daha önce tanımlanan kaya niteliği indisi değerleri bulunmuştur. Tablo 3'de tüm bu ölçüm ve hesaplamaların ortalama değerleri verilmiştir. Bu değerler her bir formasyon için en az 85 adet ölçümün ortalamasıdır.

5. TARTIŞMA

Kayaların patlatılabilirliklerinin göstergesi olan özgül şarj ve delinebilirliklerin bir göstergesi sayılabilecek Leighton ve diğerleri (1982) tarafından önerilen kaya niteliği indisi ile kayaların laboratuvar da tayin edilen basma, çekme ve darbe dayanımları, yoğunlukları, özyapısal empedansları arasında herhangi bir ilişki olup olmadığı araştırılmıştır. Özgül şarj ile kaya özellikleri arasındaki ilişkiler Şekil 1-5'de; kaya niteliği indisi ile kaya özellikleri arasındaki

Tablo 2. Başarılı ve Başarısız Atımlarla Özgül Şarj Miktarları

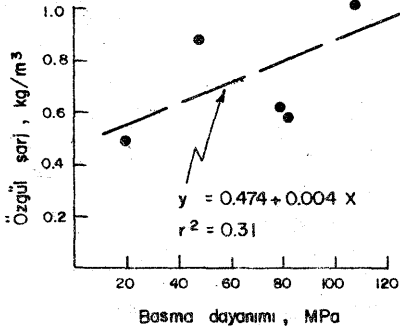
Kaya Cinsi	Değerlendirmeye		BAŞARILI ATIMLAR		BAŞARISIZ ATIMLAR	
	Esas Alınan	Atım	Ort.Özgül Şarj	En Az Özgül Şarj	Atım	Ort.Özgül Şarj
	Atım Sayısı	Sayısı			sayısı	
Manyetit	9	5	0,253 kg/ton (1,010 kg/m ³)	0,200 kg/ton	4	0,131 kg/ton
Hematit	10	5	0,209 kg/ton (0,880 kg/m ³)	0,195 kg/ton	5	0,175 kg/ton
Kalker	5	2	0,564 kg/m ³	0,550 kg/m ³	3	0,366 kg/m ³
Mermer	6	4	0,620 kg/m ³	0,500 kg/m ³	2	0,427 kg/m ³
Ezik Yeşil Serpantin	7	6	0,490 kg/m ³	0,450 kg/m ³	1	0,432 kg/m ³
Bloklu Ser- pantin veya silisifiye kayaçlar	16	6	0,580 kg/m ³	0,550 kg/m ³	6 4*	0,454 kg/m ³ 0,721 kg/m ³
Siyenit	1	-	-	-	1	0,372 kg/m ³

* Özgül şarj fazla olmasına rağmen bu atımlarda delik boyları ayarlanmadığından şarj derinde kalmış ve iyi sonuç vermemiştir.

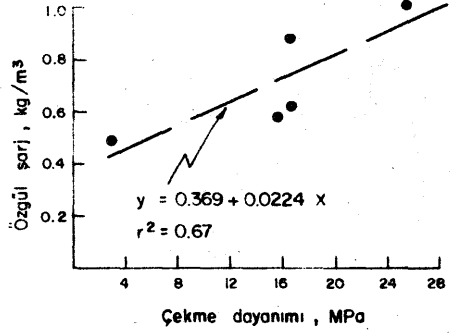
Tablo 3: Formasyon cinslerine göre delme hızları ve kaya niteliği indisleri*

Formasyon Cinsi	Darbe basıncı (MPa)	Dönme basıncı (MPa)	Delme zamanı (dak)	Delme boyu (m)	Delme hızı (m/dak)	Kaya Niteliği indisi ($\frac{\text{MPa} \cdot \text{dak}}{\text{m}}$)
Manyetit Cevheri	7,78	8,26	24,85	6	0,241	33,284
Hematit Cevheri	6,89	7,90	19,00	6	0,316	23,405
Mermer	6,94	7,92	21,74	6	0,276	26,918
Silisifiye Kayalar	3,40	5,70	21,84	6	0,275	16,543
Serpantin	2,87	3,88	23,33	6	0,257	13,138
Kalker	4,05	4,77	21,36	6	0,280	15,753

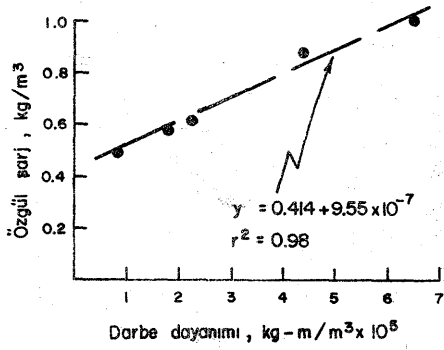
* Veriler en az 85 adet delik ortalaması olarak verilmiştir.



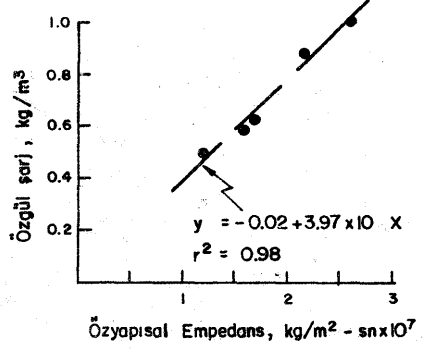
Şekil . 1 Basma dayanımı - Özgül şarj ilişkisi



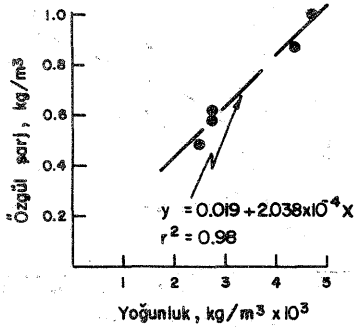
Şekil . 2 Çekme dayanımı - Özgül şarj ilişkisi



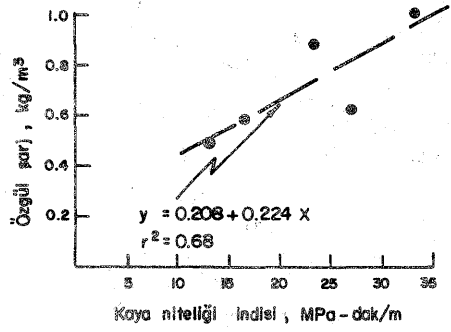
Şekil . 3 Darbe dayanımı - Özgül şarj ilişkisi



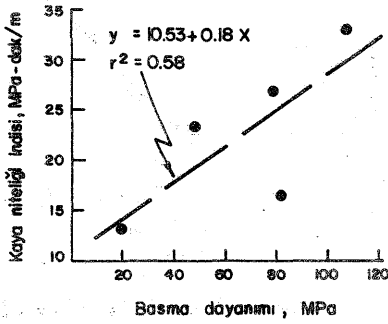
Şekil . 4 Özyapısal Empedans - Özgül şarj ilişkisi



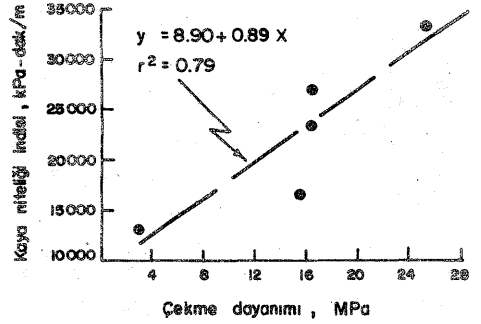
Şekil . 5 Yoğunluk - Özgü şarj ilişkisi



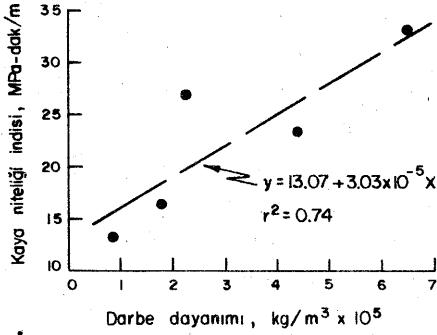
Şekil . 6 Kaya niteliği indisi - Özgü şarj ilişkisi



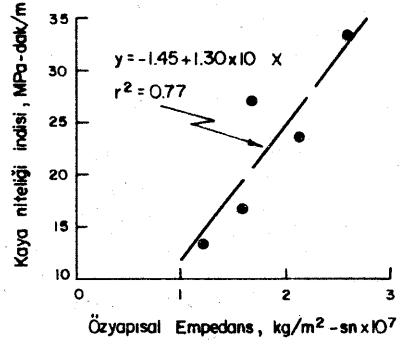
Şekil . 7 Basma dayanımı - Kaya niteliği indisi ilişkisi



Şekil . 8 Çekme dayanımı - Kaya niteliği indisi ilişkisi



Şekil.9 Darbe dayanımı - Kaya niteliği indisi ilişkisi



Şekil.10 Özyapısal Empedans - Kaya niteliği indisi ilişkisi

ilişkiler ise ayrı ayrı Şekil 7-10'da verilmiştir. Şekil 6'da ise arazide yoğun çalışmalar sonucu elde edilen özgül şarj değerleri ile kaya niteliği indisleri arasındaki ilişki görülmektedir.

Darbe dayanımı, yoğunluk ve buna bağlı olarak empedans; özgül şarj ile daha uyumlu ilişki göstermektedir (Şekil 3,4 ve 5). Özgül şarj ile basma dayanımı arasındaki bağlantı çok az görülmekte, çekme dayanımı daha iyi korelasyon vermektedir.

Kaya niteliği indisi ile darbe dayanımı, çekme dayanımı ve empedans arasında hemen hemen aynı derecede korelasyon elde edilmiştir. Basma dayanımı, özgül şarjla olduğu gibi kaya niteliği indisi ile de çok zayıf korelasyon vermiştir.

Ayrıca, kaya niteliği indisi yanısıra, delme hızının da kayaların özellikleri arasında bağlantı olup olmadığı araştırılmıştır. Ancak, verilen aralıklarda, fazla bir korelasyon görülmemiştir. Delinebilirlik açısından kaya niteliği indisinin daha iyi belirteç olabileceği söylenebilir.

Açık ocakta beş kaya birimi için elde edilen optimum özgül sarj değerleri ile bu formasyonlar için delme işlemlerinden elde edilen kaya niteliği indisleri parametreleri arasında Leighton ve diğerleri (1982)'nin belirttiği gibi bir ilişkinin bulunabileceği anlaşılmaktadır(Şekil 6).

Bu analizlerden, bu aşamada, ileriye dönük araştırmaların sürdürülmesi için ümit verici ve teşvik edici nitelikte olduğu sonucunu çıkartmak mümkündür. Kesin sonuçlara varmak yanlış olacağı kanaatindeyiz. Kayaların patlatılabilirlikleri ve delinebilirlikleri çok karmaşık ve birçok parametreyi içeren olaylar olup, pratik, dizayn anahtarlarının elde edilebilmesi için, literatürden de yararlanarak ayrıntılı araştırmaların sistematik bir şekilde yürütülmesi gerekecektir. Burada, bu konular ile ilgili olarak TKİ açık ocaklarında ayrıntılı araştırmaların devam ettirildiğini vurgulamakta yarar vardır.

6. SONUÇ

Kaya ve cevherlerin optimum patlatılabilirmeleri için gerekli özgül sarjları ile delinebilirliklerinin göstergesi sayılabilecek kaya niteliği indisleri ve bu iki parametre ile kaya ve cevher birimlerinin fiziksel ve mekanik özellikleri arasında ilişkilerin olabileceği gösterilmeye çalışılmış; daha pratik sonuçların alınabilmesi için ayrıntılı araştırmaların sürdürülmesi gereği ve önemi vurgulanmıştır.

KAYNAKLAR

ATCHISON, T.C., 1968: Fragmentation Principles, Surface Mining, ed. E.P. FLEIDER, AIME, New York, s.355-372.

BİLGİN, H.A., PAŞAMEHMETOĞLU, A.G., 1986: TDÇİ Divriği Madenleri Müessesesi Açık Ocağı'nda Patlatma Sorunlarının Etüdü, Sivas Bölgesi Demir Madenciligi ve Demir Çelik Endüstrisi Sempozyumu, Sivas, 19 s.

BROADBENT, C.D., 1974: Predictable Blasting With in Situ Seismic Surveys, Mining Engineering, s.37-41.

DICK, R.A. ve diğerleri, 1983: Explosives and Blasting Procedures Manual, Bureau of mines IC-8925.

HARTMAN, L.H., 1968: Principles of Drilling, Surface Mining, ed. E.P. Pfeleider, AIME, New York, s. 269-282.

HOEK, E., BRAY, J., 1977: Rock Slope Engineering, 2nd ed., IMM, London, 402 s.

LEIGHTON, J.C. ve diğlerleri, 1982: Development of a Correlation Between Rotary Drill Performance and Controlled Blasting Powder Factors, CIM Bulletin, s. 67-73.

MATHIS, C., 1975: Proposal of a Report on Rock Quality Index Based on Rotary Drill Performances, University of Alberta.

PAŞAMEHMETOĞLU ve diğlerleri, 1986: Divriği Madenleri Müessesesi Açık Ocağı'nda patlatma sorunlarını Etüdü, Nihai Rapor, ODTÜ, 66s.

RABİA, H., 1985: A Unified Prediction Model for Percussive and Rotary Drilling, Mining Science and Technology, 2, s.207-216.

RUSTAN, A. ve diğlerleri, 1983: The Influence from Specific Charge, Geometric Scale and Physical Properties of Homogeneous Rock on Fragmentation, First Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, s. 115-142.

TAMROCK, 1984: Handbook on Surface Drilling and Blasting, Painofaktorit, Findland, 310 s.

KAYAÇLARIN VE KÖMÜR DAMARLARININ BAZI MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN
BELİRLENMESİNDE KULLANILAN DOLAYLI YÖNTEMLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Evaluation of the Indirect Methods used in Determination of Some
Mechanical Properties of rocks and Coal Seams

Nuh BİLGİN*

Kourosh SHAHRIAR*

ÖZET

Zonguldak kömür havzasından ve değişik bölgelerden alınan kömür ve kayaç numunelerinin bazı fiziksel ve mekanik özellikleri tespit edilmiş ve aynı numuneler üzerinde nokta yük, koni delici, darbe dayanımı deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerden elde edilen indeks büyüklüklerle fiziksel ve mekanik özelliklerin arasında istatistiksel ilişkiler araştırılmış, dolaylı yöntemlerin güvenilirlikleri tekrar değerlendirilmiş ve kullanılmalarında bazı görüşler getirilmiştir.

ABSTRACT

A broad range of physical and mechanical tests has been carried out on coal and rock samples taken from Zonguldak coalfield and other mine areas. Impact strength, cone indenter and point load tests have also been used. The statistical relationship between values obtained from indirect rock testing and physical and mechanical tests have been investigated and the reliability of indirect rock tests have been largely discussed.

* İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Maçka-İSTANBUL

1. GİRİŞ

Hergün değişik sorunlarla karşılaşan maden mühendisi tasarım sorunlarına çözüm ararken sürülecek galerilerde ve açılacak kuyularda karşılaşacağı formasyonların veya üretim yerlerindeki tavan, taban kayaçlarının bazı özelliklerini bilmek zorunluluğunu hisseder. Çözüm kesin ve çabuk olmalıdır. Formasyonlardan alınan numunelerin araştırma laboratuvarlarına gönderilmesi ve gelen neticelerin değerlendirilmesi uzun süreler almakta ve bazen de oldukça büyük parasal yükler getirmektedir. Bu nedenle daha kolay çözümlere gitmek için indeks değerler veren deneyler geliştirilmiş ve uygulamaya konulmuştur. Koni delici, darbe dayanımı ve nokta yük deneyleri bu türdendir. Bu deneylerin yapıları kolay olmakla beraber, neticelerin güvenilirliği ve uygulanabilirliği araştırmacılar tarafından zaman zaman münakaşa edilmiş ve yeni görüşler getirilmeye çalışılmıştır. İşte bu görüşlerin ışığındadır ki Zonguldak kömür havzası, O.A.L. İşletmesi Çan Linyitleri İşletmesi, Seydişehir Doğankuzu boksit ocağı ve diğer başka ocaklardan alınan numuneler üzerinde İ.T.Ü. Maden Fakültesi Maden İşletme Anabilim Dalı laboratuvarlarında yapılan deneylerin sonuçları tüm olarak tekrar değerlendirilmiştir.

2. YAPILAN DENEYLER

Alınan kayaç numunelerinin bir kısmında tüm standart testler yapılmış, büyük bir kısmında ise sadece indeks değerleri veren dolaylı yöntemler denenebilmiştir. Kömür numunelerinin hazırlanışında karşılaşılan zorluklar nedeni ile kömürler üzerinde sadece basınç dayanımı (5x5x5 cm. lik küp numuneler) ve koni delici deneyleri yapılabilmektedir. Sözü geçen dolaylı yöntemlerin tanımı ve yapıları aşağıda verilmektedir.

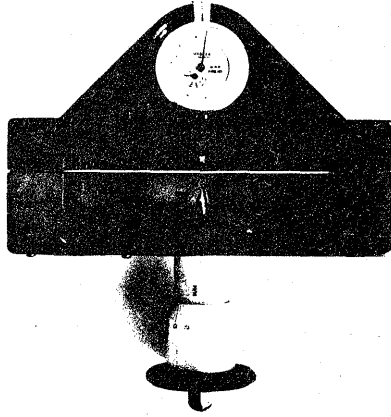
2.1. Darbe Dayanım Deneyi

Deney ilk olarak Rus araştırmacı Protodyakanov tarafından geliştirilmiş, daha sonraları Evans tarafından İngilteredeki kömür damarlarının sınıflandırılmasında kullanılmıştır (Evans, 1966). Deneyde 1,8 kg. ağırlığında ve 4,45 cm. çapıda bir çelik silindir, 30,5 cm. yükseklikten aynı çaptaki içi delik başka bir silindir içerisine düşürülmektedir. Deney yapımı sırasında gayri muntazam kayaç numuneleri çekiçle parçalara ayrılmakta ve 9,5 - 3,2 mm. ebadındaki iki elekten elenmekte, elek arasında kalan numune tartılmakta, bunun 100 gramı deney silindirinin içine

koyulmakta ve yukarıda bahsedilen ağırlık, numune üzerine 20 defa düşürülmektedir. Silindere boşaltılan numune tekrar elenmekte ve 3,2 mm. elek üstü darbe dayanım sayısı olarak tanımlanmaktadır. Bazı araştırmacılar değişik boyutlarda deney cihazları kullanarak bu yöntemi kayalar için delinebilirliklerinin tayini için uygulamışlardır (Tantanand,1975; Pekka,1985). Aşağıda neticeleri tartışılacak deneyler için Evans'ın belirlediği boyutlardaki cihaz kullanılmıştır.

2.2. Koni Delici Deneyi

Koni delici, konik şekilli bir ucun batma prensibi ile çalışan basit bir statik sertlik ölçme aletidir. Aletin ana yapısı (Şekil 1)



Şekil 1. Koni delici deney aleti

175 mm. uzunluğunda çelik bir çerçeve, çerçevenin iki ucuna tutturulmuş bir levha giriş, üstte komparatör, mikrometre ve mikrometreye bağlı olarak da 40° uç açılı tungsten karbid deliciden ibarettir. 12x12x6 mm. boyutlarına kesilmiş numune, konik uç ve levha giriş arasınayleştirilir, komparatörden sıfır ayarı yapılır ve buna tekabül eden değer mikrometreden okunur. Sonra komparatörden 0,635 mm. değeri okunana kadar mikrometreye döndürülür. Bu değer 40 N. luk bir batırma kuvvetine eşdeğerdir. Koni delici değeri ise aşağıda verilen formülle hesap edilir (NCB,1977)

$$IS = \frac{0,635}{(M_1 - M_2) - D_1} \quad (1)$$

Bu formülde,

M_1 : ilk mikrometre okuması

M_2 : son mikrometre okumasıdır.

İngiliz Kömür İdarelerinde, kömür ve kömür yan kayaçları üzerinde yapılan uzun çalışmalar, koni delici ile basınç dayanımı arasında aşağıdaki lineer ilişkinin bulunduğunu göstermiştir:

$$\sigma_c = IS \times 248 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2)$$

Deney, değişik araştırmacılar tarafından, tünel ve galeri açma makinelerinin seçiminde güvenilebilir olarak nitelendirilmektedir (McFeat,1979).

Stimpson ise, basınç dayanımının hesaplanmasında kullanılan (2) no.lu denkleme ihtiyatla bakılması gerektiğini, değişik bölgelerde değişik yapıdaki kayaçlarda bu denklemin daha farklı olacağını önemle vurgulamaktadır (Stimpson,1983). Kendisinin Batı Kanada'daki sedimanter kayaçlar için elde ettiği bağıntı (2) no.lu bağıntıdan farklıdır.

2.3. Nokta Yük Deneyi

Bu deneyin yapılış ve değerlendirme prensipleri çok iyi bilinmektedir (Broch,1972; Bieniawski,1975; Brook,1985). Bu nedenle burada bu prensiplerden bahsedilmeyecek sadece diğer dolaylı test yöntemlerinden elde edilen neticelerle karşılaştırılacak ve kritiği yapılacaktır.

3. KAYAÇ NUMUNELERİ ÜZERİNDE YAPILAN DENEYLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yukarıda bahsedilen bölgelerden alınan değişik 65 adet andezit, marn, çamurtaşı, aglomera, bazalt, bazaltik tuf, kalker, tuf, anhidrit, jips, kumtaşı, konglomera numuneleri üzerinde deneyler yapılmış, numune hazırlanışındaki zorluklar nedeni ile , bazı mekanik deneyler gerçekleştirilememiştir. Tebliğin ana gayesi dolaylı yöntemlerin kritiği olduğundan,

Şekil 2,3 ve 4 de sadece darbe dayanımı, koni delici ve nokta yük değerlerinin dağılımı verilmektedir.

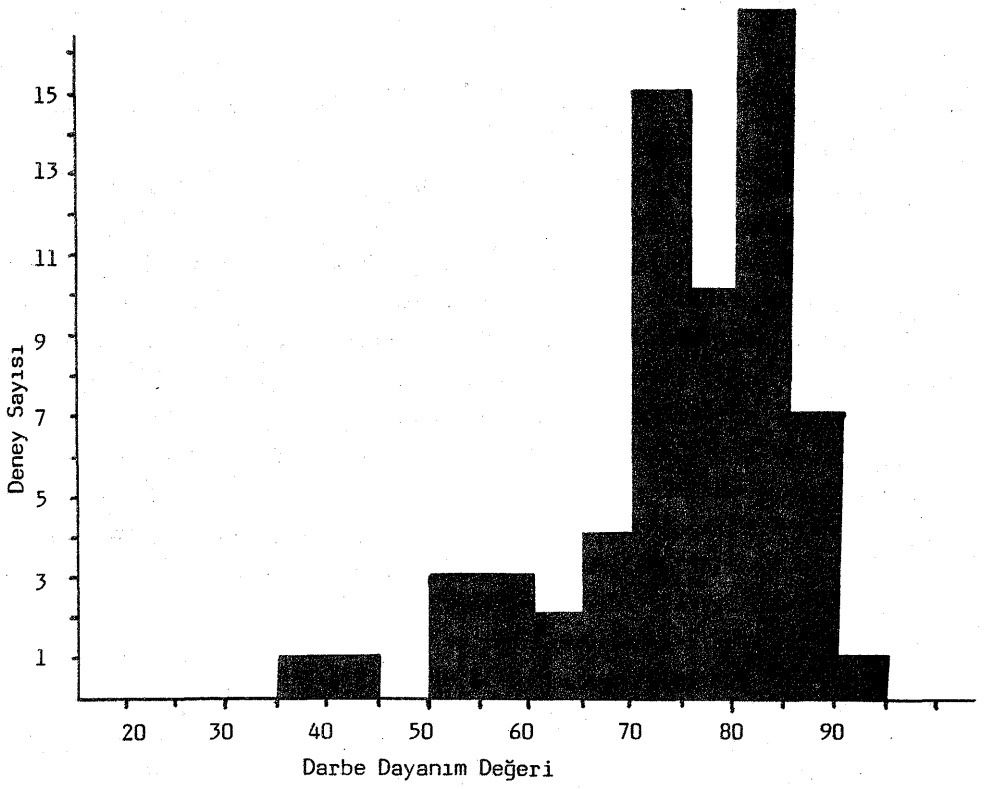
Yapılan istatistiksel analizde, nokta yük ve koni delici değerleri ile, en iyi basınç değerlerinin korele edilebildiği görülmüştür (Şekil 5 ve 6). Darbe dayanımı değerleri ile diğer fiziksel ve mekanik değerler arasında güvenilebilir ilişkiler bulunamamıştır. Nokta yük değerleri ile basınç dayanımı değerleri arasındaki bağıntı daha önceki araştırmacıların verdiği bağıntıların benzeridir. Koni delici değerleri ile basınç dayanımı arasındaki bağıntı ise, NCB deki araştırmacıların verdiği bağıntıdan belirli değerler arasında farklıdır; bu da, Pekka'nın görüşünü doğrulamaktadır. Kayaçlar, Şekil 7, 8 ve 9 da görüldüğü gibi kendi aralarında gruplandırıldığında darbe dayanımı ile nokta yük değerleri arasında güvenilebilir istatistiksel ilişkiler kurulabilmiştir. Bu da, eğer darbe dayanımı, kayaçların delinebilirliğinin veya başka özelliklerinin sınıflandırılmasında kullanılacaksa, kayaçlar muhakkak oluşumlarına göre kendi aralarında sınıflandırılmalı ve değerlendirilmeleri de bu sınıflar arasında yapılmalıdır görüşünü getirmektedir.

4. KÖMÜR NUMUNELERİ ÜZERİNDE YAPILAN DENEYLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

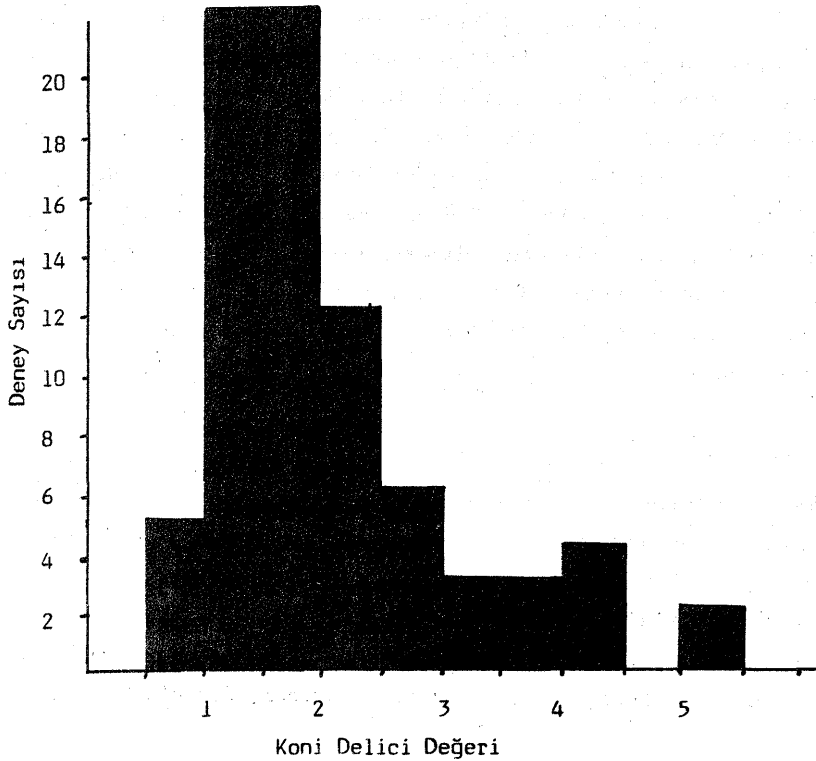
Kömür numunelerinin hazırlanmasında karşılaşılan zorluklar nedeni ile sadece 5x5x5 cm. ebadındaki küp numuneler üzerinde basınç dayanımı, 12x12x6 mm. lik numuneler üzerinde ise, kone delici deneyleri yapılabilmektedir. Basınç dayanımı ile darbe dayanımı arasındaki ilişki Şekil 10 da, darbe dayanımı ile koni delici arasındaki ilişki ise Şekil 11 de verilmektedir. Şekil 11 den de görüldüğü gibi, Evans'ın verdiği bağıntı ile Zonguldak kömür havzası için elde edilen bağıntı arasında farklılıklar vardır. Bu da, İngiliz Kömür İdaresi'ne bağlı ocaklardaki kömürlerin Zonguldak kömür havzasındaki kömürlerden yapısal olarak farklı oluşlarından kaynaklanabilir.

5. SONUÇLAR

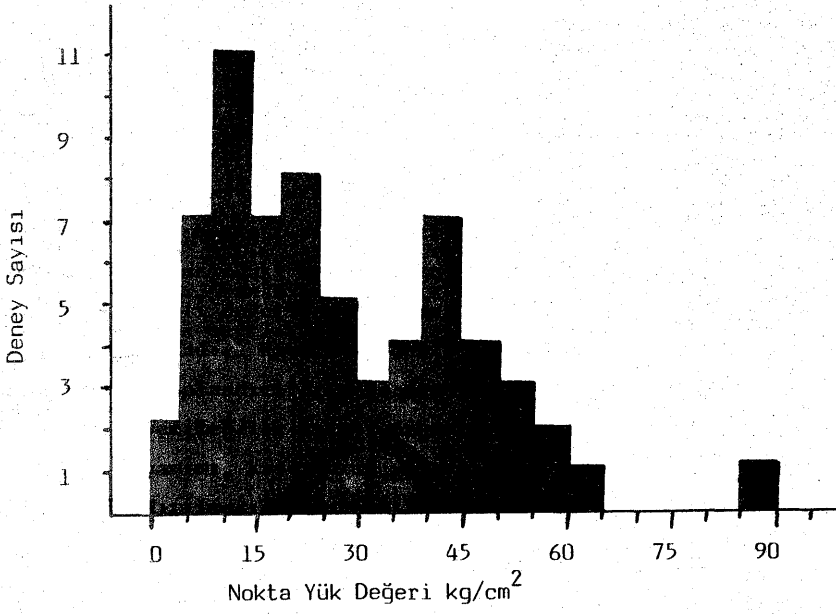
Değişik bölgelerden alınan numuneler üzerinde yapılan çalışmalar, dolaylı yöntemlerin değerlendirilmesinde son derece ihtiyatlı davranılması gerektiğini göstermiştir. Değişik araştırmacıların verdikleri istatistiksel bağıntılar, belirli yapıdaki kayaçlar için belirli şartlarda geçerli olabilmektedir. Örneğin, İngiliz kömür ocakları için çıkarılan basınç dayanımı ile koni delici arasındaki bağıntı, Zonguldak havzası



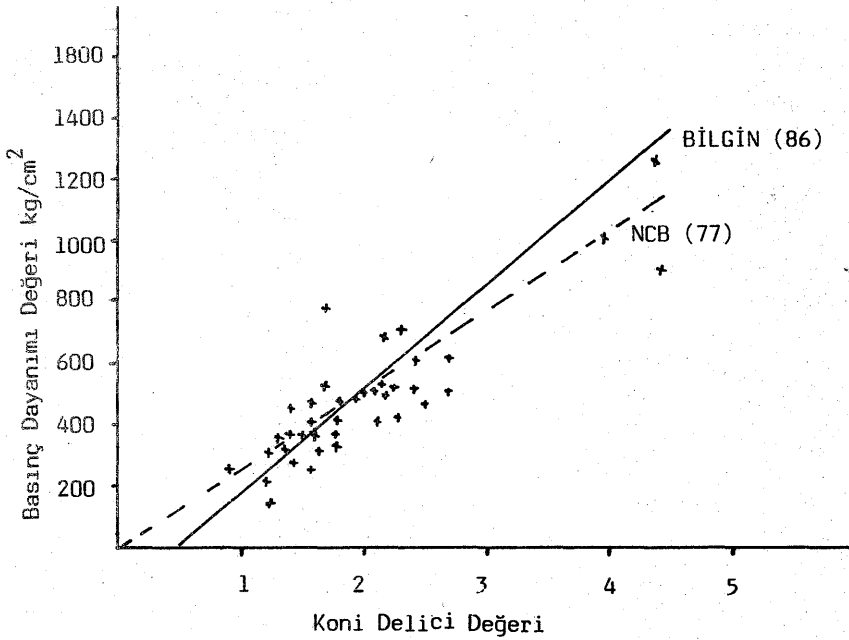
Şekil 2. Darbe dayanım değerlerinin değişimi



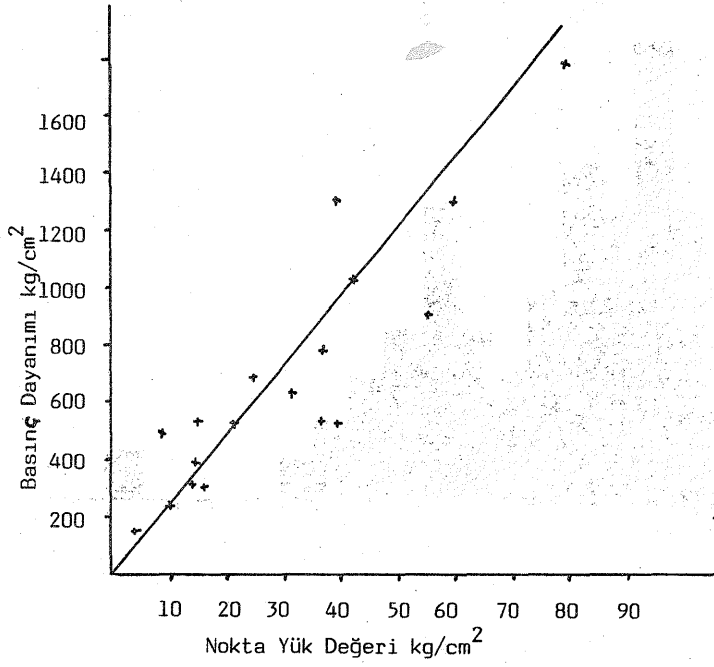
Şekil 3. Koni delici değerlerinin değişimi



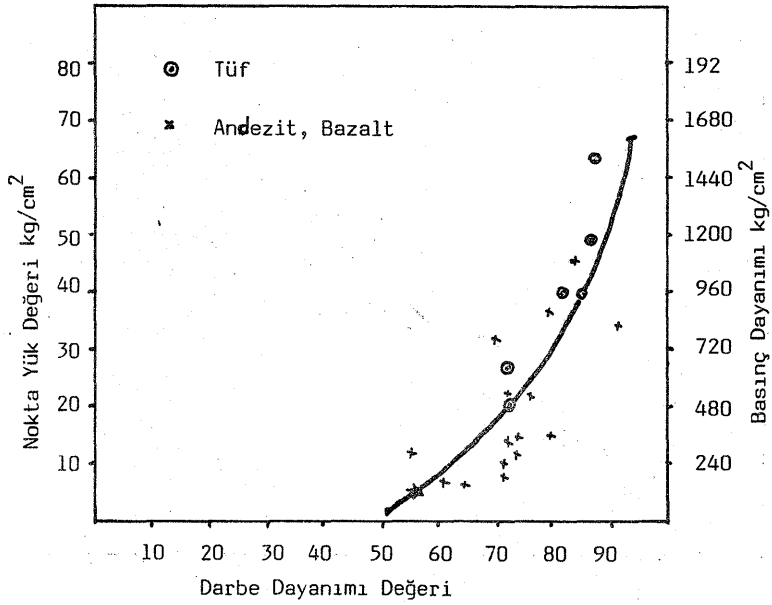
Şekil 4. Nokta yük değerlerinin dağılımı



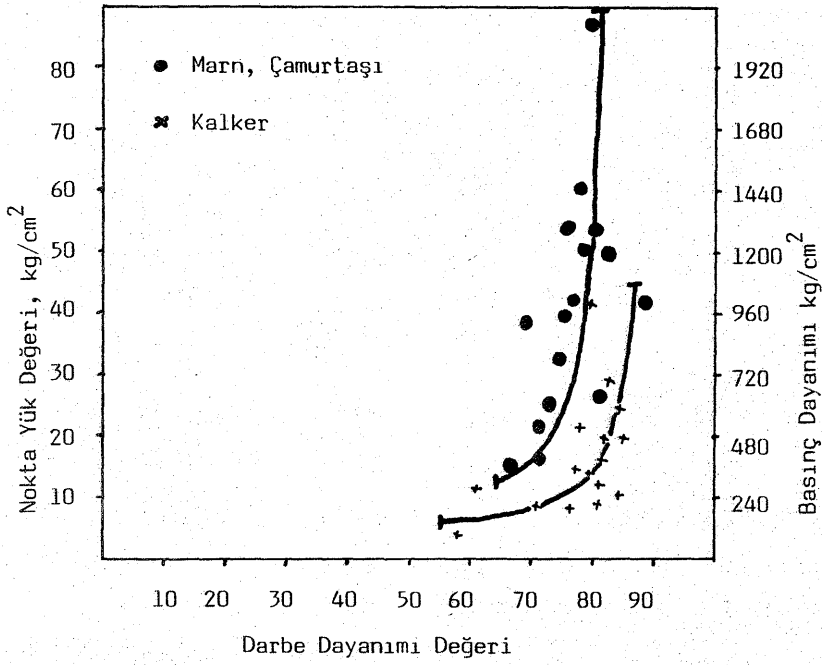
Şekil 5. Basınç dayanımı ile koni delici değerleri arasındaki ilişki



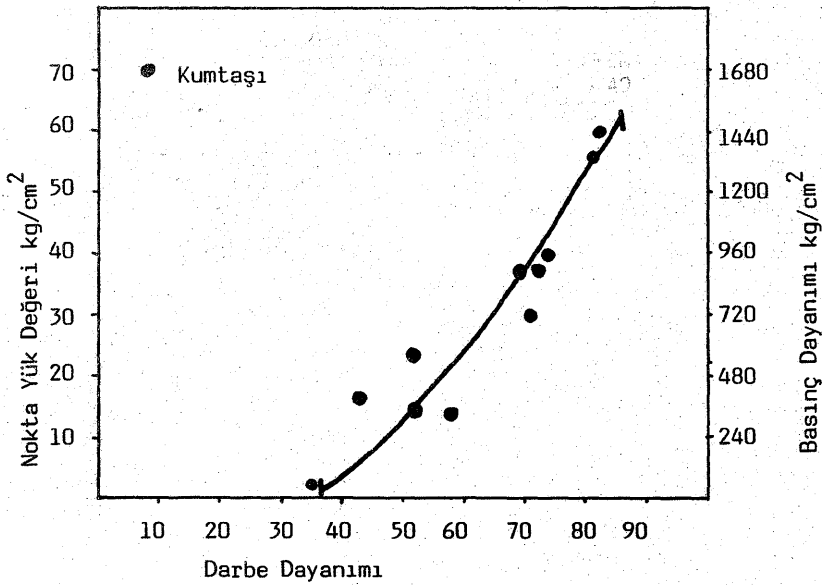
Şekil 6. Basınç dayanımı ile nokta yük değerlerinin değişimi



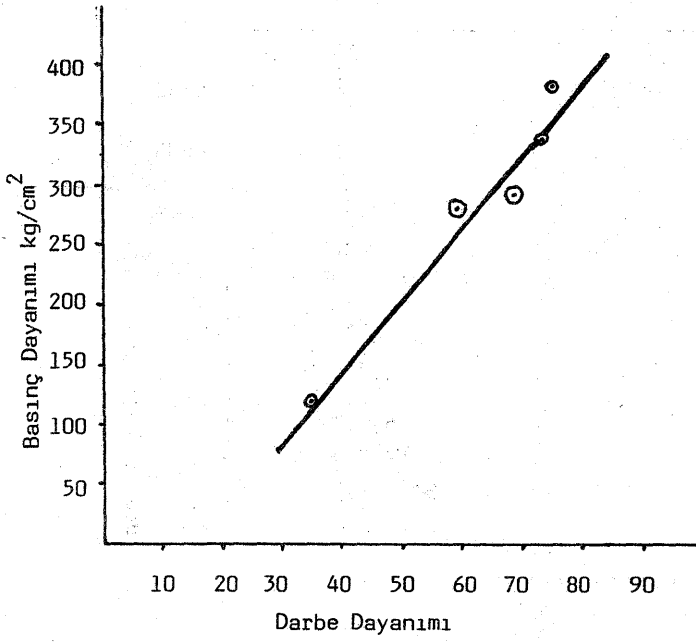
Şekil 7. Nokta yük değerleri ile basınç dayanımı arasındaki ilişki



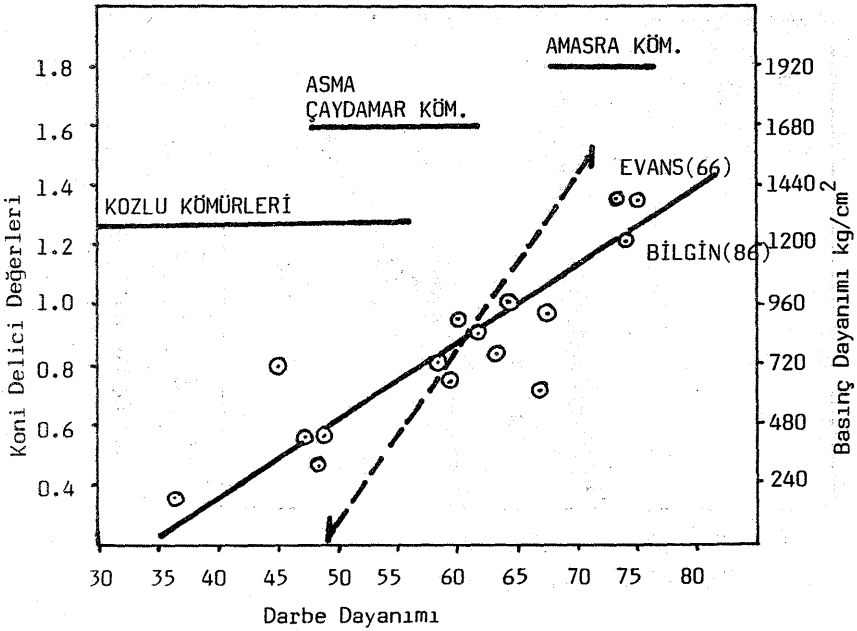
Şekil 8. Nokta yük değerleri ile darbe dayanımı değerleri arasındaki ilişki



Şekil 9. Nokta yük değerleri ile darbe dayanımı değerleri arasındaki ilişki



Şekil 10. Darbe dayanımı değerleri ile basınç dayanımı arasındaki ilişki



Şekil 11. Koni delici ve darbe dayanımı değerleri arasındaki ilişki

için geçerli olmamakta, daha değişik bir bağıntı elde edilmektedir. Kayaçlar, yapısal olarak, kende aralarında gruplandırılırsa, kumtaşılarında olduğu gibi, darbe dayanımı ile basınç dayanımı arasında bir ilişki kurulabilmektedir.

Koni delici ve darbe dayanımı deneyleri, kömür damarlarının sınıflandırılmasında ve dayanımlarının tayininde en uygun deneyler olarak görülmektedir.

KAYNAKLAR

- BIENIAWSKI, Z.T., 1975, The Point Load Test in Geotechnical Practice. Engineering Geology, Vol. 9, No. 1.
- BROCH, E. and FRANKLIN, J.A., 1972, The Point Load Strength Test. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 9, pp.669 - 697.
- BROOK, N., 1985, The Equivalent Core Diameter Method of Size and Shape Correction in Point Load Testing. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abst., Vol. 22, No. 2, pp. 61-70.
- EVANS, I. and POMEROY, C.D., 1966, The Strength, Fracture and Workability of Coal. Pergamon Press, p.277.
- McFEAT, S. and TARKOY, P.J., 1979, Assesment of Tunnel Boring Machine Performance. Tunnels and Tunnelling, December, pp. 33-37.
- NATIONAL COAL BOARD, 1977, NCB Cone Indenter. Mining Research and Development Establishment Handbook, No. 5, London.
- PEKKA, S. and RAIMO, V., 1985, Rock Drillability Study. Helsinki University of Technology, ISBN 951-753-591-0, p.30.
- TANTANAND, S. and UNGER, H.F., 1975, Drillability Determination, a Drillability Index for Percussive Drills. U.S. Breau of Mines, R.I. 8073, p.20.
- STIMPSON, B. and ACOTT, C.P., 1983, Application of the NCB Core Indenter to Strength Index Testing of Sedimentary Rocks from Western Canada. Can. Geotech. J., Vol. 20, pp. 532-535.

1. GİRİŞ

Ankara kent sınırları içerisinde Miyosen yaşlı Tersiyer volkanizmasının ürünleri olarak görülen ve bölgenin en önemli yapıtaşı malzemesini oluşturan andezitlerin jeolojik ve mühendislik özelliklerini birlikte belirlemek ve bu özellikler arasındaki ilişkileri ortaya koymak; böylece, bu malzemeden gerek temel kayacı gerek yapıtaşı olarak yararlanacak kişilere gereksinimleri olan jeoteknik verileri, bilimsel temellere dayalı ve güvenilir bir biçimde, sunmayı amaçlayan bu çalışmada; önce, Ankara kent sınırları içindeki andezit çıkmaları* 1:15.000 ölçekte haritalanmış; bozunma dereceleri, yapısal özellikleri ve içerdikleri süreksizlikler, makroskopik olarak tanımlanmıştır. Daha sonra, sözkonusu çıkmalardan alınan örnekler üzerinde laboratuvarda yapılan petrografik incelemeler sonucunda bunların, mineralojik bileşim, doku, matriks, bozunma ürünü ve çatlaklık derecesi gibi mikroskopik özellikleri esas alan, petrografik tanımları yapılmıştır. Öte yandan, yine labotatuvarda, uluslararası kayaç mekanığı standartlarına uygun olarak yapılan mühendislik deneyleri ile, sözkonusu andezitlerin görünüş özgül ağırlık (G_s), görünür gözeneklilik (n %), ağırlıkça su emme (W %), tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c), teğet elastisite modülü (E_t), Poisson oranı (ν), çekilme (Brazilian) dayanımı (σ_t) ve çift makaslama dayanımı (τ) gibi mühendislik özellikleri saptanmıştır. Daha sonra, Ankara andezitlerinin, Deere ve Miller (1966)'e göre, tek eksenli sıkışma dayanımı ve teğet elastisite modülü değerlerini esas alan mühendislik sınıflaması yapılmıştır.

Son olarak, saha gözlemlerinden ve laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlar, jeoloji ve mühendislik açısından değerlendirilerek, Ankara andezitlerinin önemli bazı mühendislik jeolojisi sorunları belirlenmeye çalışılmıştır.

2. GENEL JEOLOJİK KONUM

Ankara ve çevresinde alttaki birimler üzerine uyumsuz olarak gelen Miyosen, silisli-killi gölsel kireçtaşları, marn, kumtaşı, konglomera, andezit, bazalt, aglomera ve tüfler ile temsil edilir (Chaput, 1931, 1947; Leuchs, 1944; Erol, 1956, 1961; Çalgın ve diğ.,

* 'çıkma' sözcüğü, 'outcrop' karşılığı olarak kullanılmıştır.

1973; Erentöz, 1975; D.S.i., 1976; Kasapoğlu, 1980). Miyosen yaşlı Tersiyer volkanizmasının ürünleri olan ve Ankara Hüseyingazi masifinin çalışma alanı içindeki bir uzantısı olarak görülen volkanik ve volkanoklastik kayalar, çalışma alanının kuzey ve doğu kesimlerinde (Karşıyaka, A. Eğlence, Merkezbankası Evleri, Hasköy, Altındağ, Yenidoğan, Şafaktepe, Gülveren, Mamak ve Abidinpaşa bölgelerinde) çıkmlar verirler (Şekil 1). Çalışma alanı içinde andezit, aglomera ve tüflerden oluşan volkanik ve volkanoklastik serinin en önemli özelliği, birçok yerde son derece bozunmuş olmasıdır. Bunların yaşları üzerinde pek çok araştırmacı (Salomon-Calvi, 1940; Leuchs, 1944; Lahn, 1946; Chaput, 1947; Erol, 1954; Çalgın ve diğ., 1973), birbirlerine yakın zamanlar ileri sürmüşlerdir. Bu araştırmacılara göre, volkanik ve volkanoklastiklerin yaşı, Eosen'den genç olup; genellikle Orta ve Üst Miyosen'de oluşmuşlardır.

Çalışma alanı içinde çoğunlukla andezitler, yer yer de dasitler ile temsil edilen volkaniklerin rengi, açık mavimsi-griden siyahımsı-mora kadar değişmekle birlikte; genelde, mavimsi-gri, pembe ve siyahımsı-mor olmak üzere, belirgin üç ayrı renk ayırtlanmıştır. Bu durum, bölgede en az üç ayrı volkanik akma fazının varlığına işaret etmektedir. Bunlardan mavimsi-gri renkli olanlar, Çubuk vadisi andezitlerine ait olup, çalışma alanı içinde İncirli, Hasköy, Samanpazarı ve Abidinpaşa bölgelerinde; pembe renkli olanlar, Payamlıtepe andezitlerine ait olup, çalışma alanı içinde A. Eğlence, Kalaba, Solfasol, Timurlenk Tepe, Kale, Şafaktepe ve Mamak bölgelerinde; Siyahımsı-mor olanlar ise, Hüseyingazi masifine ait olup, çalışma alanı içinde Karşıyaka ve Dede-doruk Tepe bölgelerinde çıkmlar verirler; ve tabandan yukarıya doğru, mavimsi-gri, pembe, siyahımsı-mor şeklinde bir sıralanma gösterirler (O. Erol, 1980; kişisel görüşme).

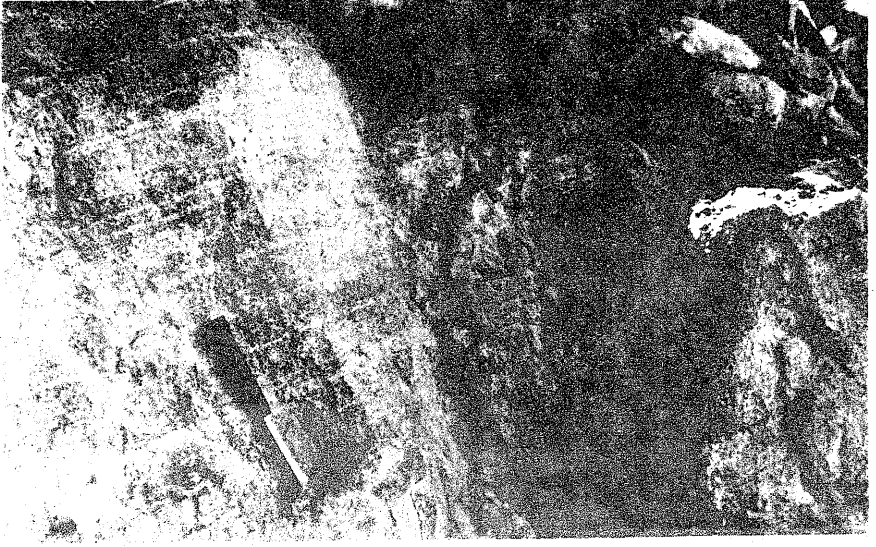
Öte yandan, yer yer görülen beyaza yakın açık renkler, çoğunlukla bozunmuş andezit kütlelerini temsil ederler. Makroskopik olarak tanımlanabilen bozunma ürünü, daha çok feldspatların bozunması sonucu oluştuğu sanılan killerdir. Bozunma derinliği ise, yer yer 1,5-2m.ye kadar ulaşır. Genellikle porfiritik bir yapı gösteren andezitlerdeki fenokristler, çoğunlukla plajiyoklas ve/veya kuvars mineralleri olup; boyutları, 1 mm.den 5 mm.ye kadar değişmektedir. Yer yer koyu ve açık renkli fenokristlerin birbirine paralel yönlennmeleri ile oluşan düzlemsel

akma yapıları gözlenir(Şekil 2). Bölgedeki andezitlerde göze çarpan en önemli yapısal özellikler ise, üç ayrı yönde belirgin bir şekilde gelişmiş olan eklemler (Şekil 3) ve düşey yönde gelişmiş olan soğuma çatlaklarıdır (Şekil 4). Andezitlerdeki eklem sistemlerine ait 110 ölçümün, kontur ve gül diyagramlarındaki dağılımları Şekil 5'de gösterilmiştir. Bu eklemlerde egemen olan doğrultular, K 5D, K 65D ve K 65B olarak belirlenmiştir. Bu doğrultularla, Ankara bölgesinin tektonik gelişiminde etkin olan asal gerilim yönleri arasında mekanik açıdan büyük bir uyumluluk sözkonusudur (Karacan, 1984). Halk arasında Ankara taşı olarak da bilinen andezitlerin, çalışma alanı içinde, taze çıkmaları veren kesimlerinde (Ör. Dededoruk Tepe, Papazderesi, Timurlenk Tepe, Solfasol) yapı taşı üretmek amacı ile açılmış taşocaklarında rastlanır. Ancak, yoğun soğuma çatlakları ve eklem sistemleri içeren andezitler içinde açılmış olan bu ocaklarda, kayaç düşmesi ve blok kayması gibi olaylara çok sık rastlanır.

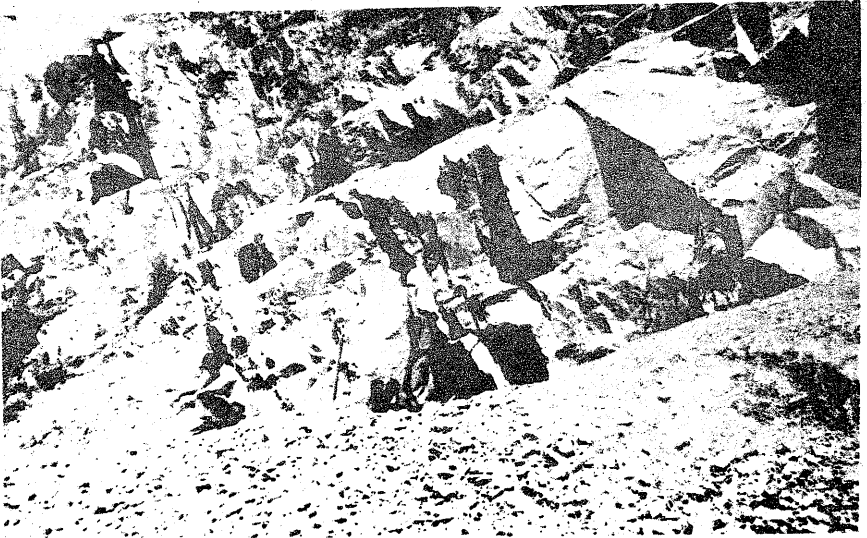
3. ÖRNEKLEME YÖNTEMİ

Çalışma alanı içinde, jeolojik harita alımı sırasında ayırtılan ve Şekil 1'deki çıkma haritasında gösterilen andezitlerin jeo-mühendislik özelliklerini belirlemek amacı ile öngörülen laboratuvar çözümleri ve deneyleri için gerekli örneklerin toplanmasında esas alınan ölçüt, örnek sayısının ve yerlerinin çalışma alanı içindeki andezitlerin tümünü temsil eder nitelikte olması, şeklinde belirlenmiştir. Ancak, bir hızlı kentleşme bölgesi olan çalışma alanı içinde, örneklenmesi öngörülen andezitlerin büyük ölçüde örtülü oluşu nedeniyle, örnek sayısı, yerleri ve derinliği, çalışma alanı içinde var olan andezit çıkmaları, taşocakları, inşaat, yol ve kanalizasyon yarmaları ile sınıflandırılmıştır.

Saha çalışmaları sırasında, makroskopik olarak tanımlanmaları güç ve/ veya kuşkulu olan andezitlerden laboratuvarda yapılması öngörülen ince kesit ve x-ışınları çözümleri için alınan 3 adet kayaç (el) örneği; mühendislik deneyleri için alınan 24 adet kayaç (blok) örneği olmak üzere, tüm çalışma alanından toplam 27 adet andezit örneği toplanmıştır. Tüm bu örneklerin yerleri, numaralı ve çalışma alanı içindeki yüzeysel ve derinliğine dağılımları, Şekil 1'deki çıkma haritası üzerinde gösterilmiştir. Aynı örneklerin harita numaraları,



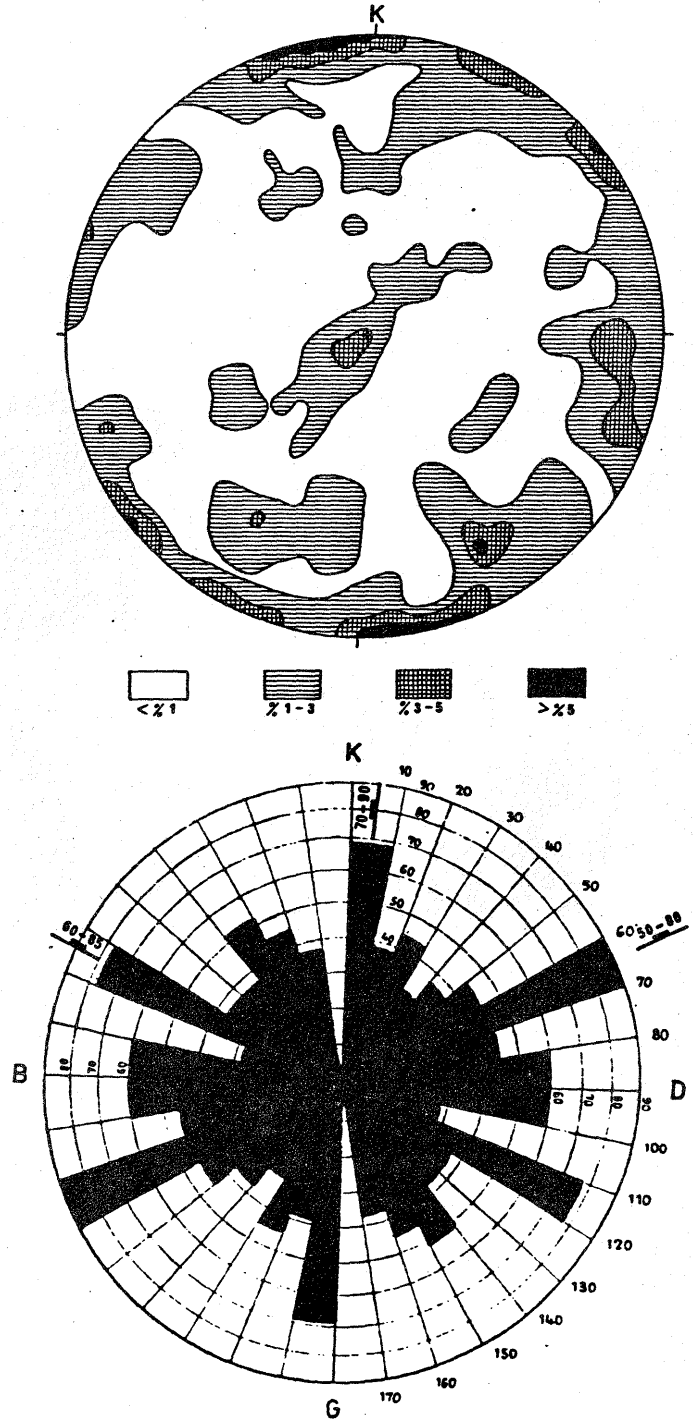
Şekil 2. Andezitlerde düzlemsel akma yapısı (Yenidoğan)



Şekil 3. Andezitlerde bir eklem takımı (Solfasol)



Şekil 4. Andezitlerde düşü yönde gelişmiş soğuma çatlakları (Altındağ)



Şekil 5. Andezitlerdeki eklem takımlarına ait 110 ölçümün kontur ve gül diyagramlarındaki dağılımı

harita üzerindeki yerler, laboratuvar numaraları ve litolojik tanımları, Tablo 1'de ayrıca sunulmuştur.

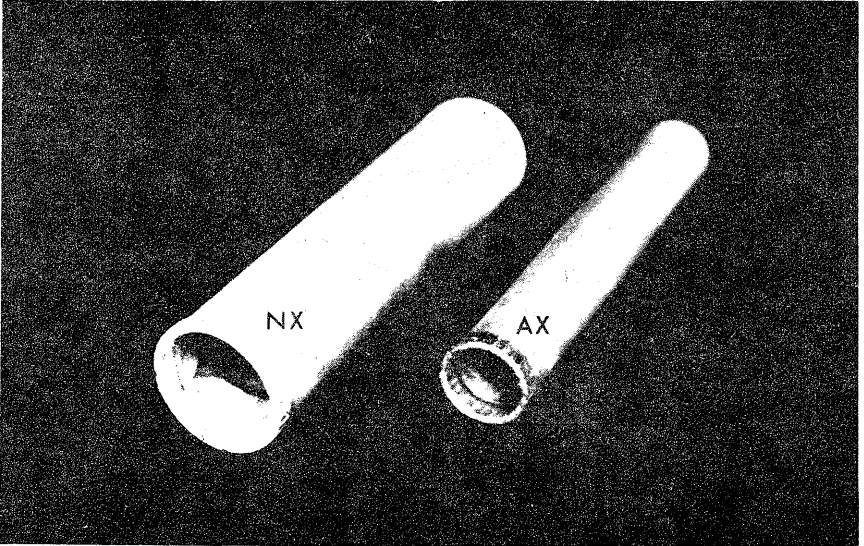
Kayaç (blok) örnekleri, çalışma alanı içindeki andezit çıkımlarından, taşocaklarından, inşaat ve yol yarmalarından; laboratuvar deneyleri için gereksinme duyulan deney örneklerinin hazırlanmasında yeterli olabilecek boyutlarda (en az 30 cm. x 30 cm.) bloklar halinde (Şekil 6) alınmıştır.

Tablo 1. Örnek İndeksi

Harita No.	Lokasyon	Lab.No.	Tanım
7	06 B1 b2	A - 1	Bazaltik Andezit
11	06 B1 e1	A - 2	Bazaltik Andezit
12	06 B1 e3	A - 3	Bazaltik Andezit
16	06 C1 c1	A - 4a	Bazaltik Andezit
17	06 C1 c1	A - 4b	Bazaltik Andezit
27	06 E1 b1	A - 5a	Andezit
28	06 E1 b1	A - 5b	Andezit
33	06 F1 c1	A - 6	Andezit
37	06 G1 d-e1	A - 7a	Andezit
38	06 G1 d-e1	A - 7h	Kuvars Andezit
49	06 H1 c1	A - 8	Kuvars Andezit
52	06 H1 g-h1	A - 9	Kuvars Andezit
57	06 i1 g2	A - 10	Andezit
63	06 J1 h2	A - 11	Bazaltik Andezit
114	06 G3 e7	A - 12	Andezit
115	06 G3 f4-5	A - 13	Andezit
117	06 H3 h7	A - 14	Andezit
135	06 G4 e3	A - 15	Andezit
139	06 H4 h3	A - 16	Andezit
148	06 J4 e2	A - 17	Andezit
185	06 G5 e1	A - 18	Andezit
192	06 H5 f1	A - 19	Andezit
199	06 J5 f1	A - 20	Bazaltik Andezit
232	06 i6 h2	A - 21	Andezit



Şekil 6. Bir andezit taş ocağından alınan kayaç blok örnekleri



Şekil 7. Karot örneklerinin alınmasında kullanılan NX ve AX boyutlarındaki elmas uçlu karotiyerler

3.1. Laboratuvar Örnekleri

Saha çalışmaları sırasında toplanan andezit (blok) örneklerinden, petrografik çözümlemeler ve mühendislik deneyleri için gereksinme duyulan laboratuvar örneklerinin hazırlanmasında, kayaç mekaniği ile ilgili uluslararası standartlar* esas alınmıştır.

Saha çalışmaları sırasında makroskopik tanımlamanın güç ve/veya kuşkuolu olduğu andezit çalışmalarını mikroskopik olarak tanımlayabilmek için gereksinme duyulan ince kesitler, bu çıkmalardan alınan el örneklerinden; üzerinde çeşitli mühendislik deneyleri yapılan andezit (blok) örneklerinin petrografik incelenmesi için gereksinme duyulan ince kesitler ise, bu bloklardan alınan karot örneklerinin uç kısımlarından, I.S.R.M., 1978'e göre hazırlanmıştır.

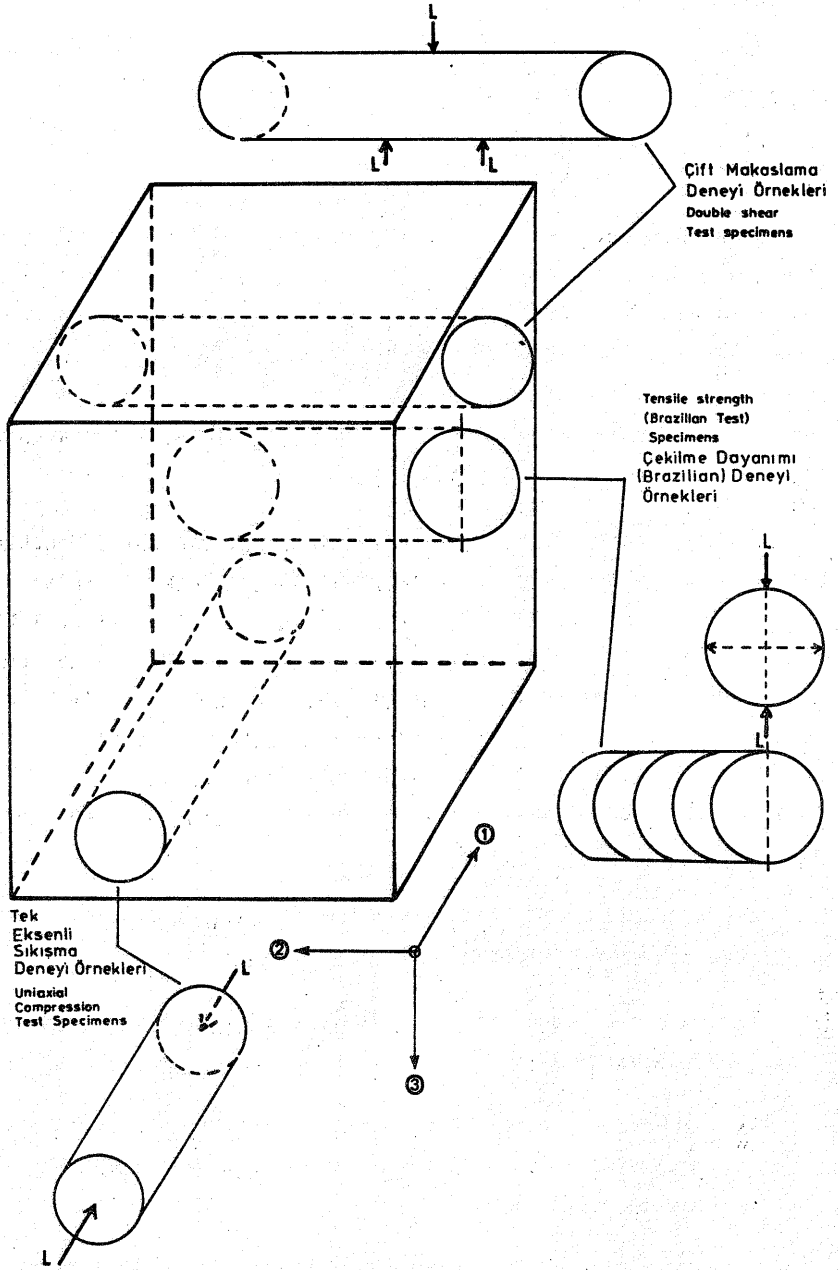
Mühendislik deneyleri için gereksinme duyulan karot örneklerinin hazırlanmasında, çalışma alanı içindeki andezit çıkmalarından, taşocaklarından, inşaat ve yol yarmalarından alınan düzensiz şekildeki bloklar, önce, 250 mm. çaplı elmas hızzar ile, yaklaşık (15 x 15 x 15) cm. boyutlarında kübik bloklar halinde kesilmiştir. Daha sonra, değişik deneyler için değişik çapta ve uzunluktaki karot örnekleri, bu bloklardan, SBEL-Model 1150 Powermatic marka su soğutmalı karot alıcıda, 150 mm. boyunda AX (36 mm.) ve NX(54 mm.) dış çaplı ve elmas uçlu karotiyerler ile delinerek alınmıştır (Şekil 7.)

Karot örneklerinin hazırlanmasında, aşağıdaki iki önemli noktaya özellikle dikkat edilmiştir:

- i) Tüm karot örneklerinin, alındıkları blok içindeki konumlarının bilinmesi;
- ii) Yükün, deney örneklerine, çekici gerilimlerin neden olabileceği yenilmelerin örnek içindeki konumu tüm deneylerde aynı olacak şekilde uygulanması.

Deney örneklerinin alındıkları blok içindeki konumları ve deneylerde uygulanan yük yönleri, Şekil 8'de şematik olarak gösterilmiştir.

* Bu standartlara, sözkonusu deneylerle ilgili bölümde değinilmiştir.



Şekil 8. Deney örneklerinin alındıkları blok içindeki konumları ve değişik deneylerde uygulanan yük yönleri

Tek eksenli sıkışma dayanımı deney örnekleri, I.S.R.M. (1972) ve T.S.E. (1975)'e göre hazırlanmıştır. Ancak, özellikle çatlak yoğunluğu fazla olan bloklardan yeterli sayıda deney örneği elde edebilmede karşılaşılan güçlük nedeniyle, NX yerine AX çaplı karotiyer kullanılmıştır. Herbir andezit blokundan, tek eksenli sıkışma dayanımı için, yaklaşık 30 mm. çapında ve yine yaklaşık 75 mm. boyunda (boy/çap oranı, $L/D = 2,5$) olmak üzere, en az üç deney örneği hazırlanmıştır.

Çekilme dayanımı (Brazilian) deneyi örnekleri, NX çaplı karotiyer ile alınan yaklaşık 47,2 mm. çapındaki karotlardan, yaklaşık 15 mm. kalınlıkta dilimler kesilerek hazırlanmış; böylece, deney örneklerinin çap/kalınlık oranı $D/t > 3$ olarak gerçekleştirilmiştir. Bu orandaki örneklerden elde edilen çekilme dayanımı değerleri ve bunların standard sapması, en küçük olup D/t oranına bağımlı değildir (Jayaraman, 1970, s.11)

Çift makaslama dayanımı deney örnekleri, yine AX çaplı karotiyer ile alınan yaklaşık 30 mm. çaplı karotlardan, 120 mm. uzunlukta kesilerek hazırlanmıştır.

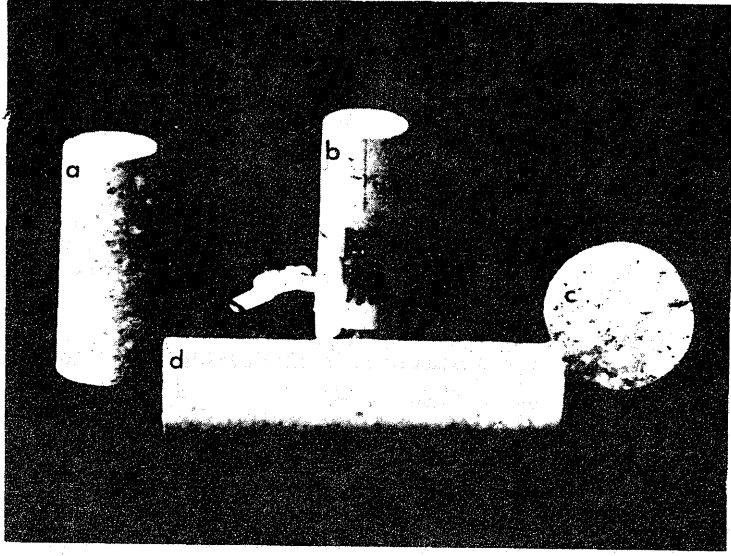
Andezit örneklerinin elastisite modülü ve Poisson oranının saptanmasında ise, tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri için hazırlanan üç örnekten biri kullanılmış ve üzerine, düşey ve yatay yöndeki birim deformasyonları aynı noktada - örnek uzunluğunun orta noktasında - ölçmek amacı ile 120 ohm dirençli 90 derecelik rozet birim deformasyon ölçerler yapıştırılmıştır.

Yukarıda sözü edilen değişik deneyler için hazırlanan değişik çap ve boydaki deney örnekleri Şekil 9'da gösterilmiştir.

Tüm deney örnekleri, deneyden önce, oda sıcaklığında ($20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$) bir hafta süre ile kurutulmuşlardır.

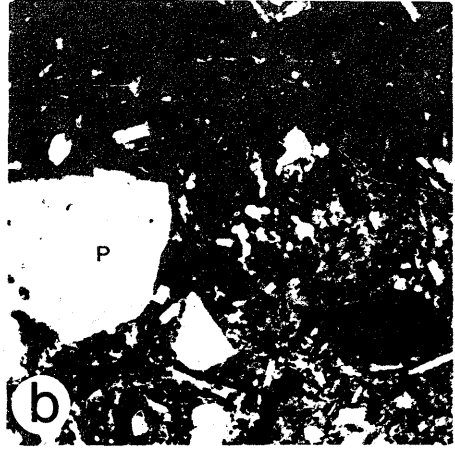
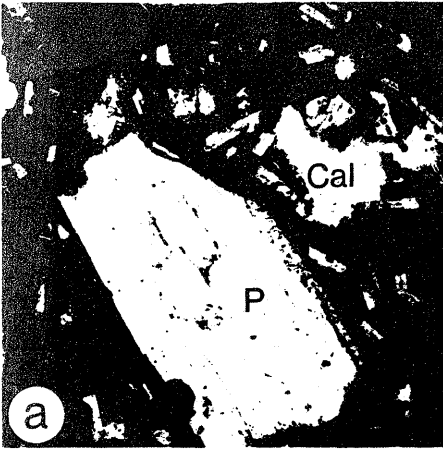
4. JEOLÖJİK ÖZELLİKLER

Kayaçların, mineralojik bileşim, yapı, doku, v.b., petrografik özelliklerinin, bunların mühendislik özelliklerini önemli ölçüde etkileyebileceği gerçeği gözönünde tutularak; çalışma alanı içindeki



Şekil 9. Değişik deneyler için değişik çap ve boydaki deney örnekleri:

a) tek eksenli sıkışma dayanımı; b) elastisite modülü ve Poisson oranı; c) çekilme dayanımı; d) çift makaslama dayanımı.



Şekil 10. Andezitlere ait iki tipik ince-kesit fotomikrografı:

P: plajiolklaz, Cal: kalsit.

andezitlerin mühendislik özellikleri ile petrografik özellikleri arasındaki ilişkileri belirleyebilmek amacı ile, andezit örnekleri mikroskopik olarak çözümlenmiştir.

Andezit örneklerinin ince kesitleri üzerinde petrografik mikroskop ile yapılan incelemeler sonucunda, bunların dokusal özellikleri, içerdikleri mikroçatlaklar, çatlak dolguları, mineralojik bozunma (alteration) ve ürünleri, bağlayıcı malzeme ve matriks özellikleri niteliksel olarak tanımlanmıştır. Aynı örneklerin mineralojik bileşimlerini oluşturan ana ve tali minerallerin hacımsal yüzdeleri, nokta sayımı yöntemi ile belirlenmiştir. Tane özellikleri ise, mikrometre ölçümleri ile, tane büyüklüğü aralıkları ve bunların yüzdeleri olarak tanımlanmıştır. Sonuçta, jeolojik tanımlama olarak, her bir örneğe bir kayacık adı verilmiş ve petrografik sınıflaması yapılmıştır (Tablo 2).

Andezitlerde akma dokusu ve hiyaloplitik bir yapı yaygındır. Fenokristlerde kılcal çatlaklar gözlenir. Ana bileşenler, genelde, plajiyoklaz, ojit, amfibol ve volkanik camdan oluşur. Tali bileşenler olarak, yer yer, zirkon ve apatit görülür. Ojit ve özellikle amfibollerde opaklaşma yaygındır. Matriks malzemesi, volkanik cam ve mikrolitlerden oluşur. Egemen tane boyu, 750 mikrondan büyük fenokristaller ve 200 mikrondan küçük mikrolitler olarak belirgindir. Andezitlerin petrografik sınıflaması, genelde, Streckeisen (1979)'e göre yapılmıştır. Ancak, mikroskopik olarak, plajiyoklazlarının anortit içeriğinin %50'nin üstünde olduğu tahmin edilen ve aynı zamanda piroksen (ojit) de içeren bazı andezit örnekleri, bazaltik andezit olarak tanımlanmıştır. Siyahımsı-mor renkli andezitler, mavimsi-gri ve pembe renkli andezitlere oranla, çok az bozunmuşlardır. Bozunma derecesi, pembe renkli andezitlerde en yüksektir. Öte yandan, mavimsi-gri renkli andezitler, siyahımsı-mor ve pembe renkli andezitlere oranla, daha az çatlaklıdır. Çatlak yoğunluğu ise, pembe renkli andezitlerde en fazladır. Çalışma alanı içindeki andezitlere ait iki tipik ince kesit fotomikrografı Şekil 10'da sunulmuştur.

5. MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

Çalışma alanı içindeki andezitlerin, görünüş özgül ağırlık, G_s ; görünür gözeneklilik, $n(\%)$; ağırlıkça su emme, $W(\%)$; tek eksenli

Tablo 2. Andezit örneklerinin petrografik inceleme sonuçları

Harita Örnek No.	Tab. Örnek No.	İnce- Kesir No.	MAKROSKOPİK TANIMLAMA*			NİTELİKSEL TANIMLAMA**				MİNERALojİK BİLEŞİM (Hacimce)				TANE ÖZELLİKLERİ		JEOLOJİK TANIMLAMA	
			B.D.	Y.Ö.	SÜ.	D	C.	B.	M.	Ana Bileşen	%	Tali Bileşen	%	Mikron	%	Kayaç Adı	Petrografik Sınıflama
7	A-1	7/A-1	Orta	—	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Kılcal çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	45	—	—	750 <	40	Andezit	Bazaltik Andezit
										Ort.	10	—	—	750-200	15		
										Amfibol	15	—	—	200 >	55		
										Vol.cam	30	—	—				
11	A-2	11/A-2	Düşük	—	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Gök çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	30	—	—	750 <	40	Andezit	Bazaltik Andezit
										Ort.	8	—	—	750-200	10		
										Kesirli	15	—	—	200 >	50		
										Vol.cam	17	—	—				
12	A-3	12/A-3	Düşük	—	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Kılcal çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	40	—	—	750 <	40	Andezit	Bazaltik Andezit
										Ort.	15	—	—	750-200	20		
										Ortal.	10	—	—	200 >	40		
										Vol.cam	35	—	—				
16	A-4a	16/A-4a	Düşük	Düzensiz ekim yapısı.	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Kılcal çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	35	Rut.	E	750 <	30	Andezit	Bazaltik Andezit
										Ort.	10	—	—	750-200	15		
										Biyotit	5	—	—	200 >	55		
										Amfibol	5	—	—				
										Vol.cam	15	—	—				
17	A-4b	17/A-4b	Orta	—	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Gök çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	30	Zirkon	E	750 <	35	Andezit	Bazaltik Andezit
										Kesirli	10	—	—	750-200	20		
										Ort.	10	—	—	200 >	45		
										Biyotit	3	—	—				
										Vol.cam	47	—	—				
27	A-5a	27/A-5a	Orta	Düzensiz ekim yapısı.	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Kılcal çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	35	Zirkon	E	750 <	35	Andezit	Andezit
										Biyotit	10	—	E	750-200	5		
										Vol.cam	55	—	—	200 >	60		
28	A-5b	28/A-5b	Yüksek	—	Eklemler	Alma Hyalopilitik	Gök çatlaklı	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	35	Zirkon	E	750 <	35	Andezit	Andezit
										Biyotit	10	—	E	750-200	5		
										Vol.cam	55	—	—	200 >	60		
33	A-6	33/A-6	Orta	—	Eklemler	Alma Hyalopilitik	—	Opaktlaşma	Mikrolit + Volkanik cam	Plaj.	30	—	—	750 <	30	Andezit	Andezit
										Biyotit	10	—	—	750-200	5		
										Vol.cam	60	—	—	200 >	65		

* B.D: Bozunma Derecesi Y.Ö: Yapısal Özellikler SÜ: Süreksizlikler

** D: Doku Ç: Çatlaklılık B: Bozunma M: Matris

Tablo 2. (devam ediyor)

Tablo 2. (devam ediyor)										JEOLOJİK TANIMLAMA							
Harita Örnek No.	Çuk. Örnek No.	İncele- me No.	MAKROSKOPİK TANIMLAMA*			NİTELİKSEL TANIMLAMA**			MINERALOGİK BİLEŞİM (Hacimce)			TANE ÖZELLİKLERİ		Kayaç Adı	Petrografik Sınıflama		
			BD.	YÖ.	SÜ.	D.	C.	B.	M.	Ano Bileşen	%	Tali Bileşen	%			Mikron	%
37	A-74	37/9-72	Düzel	Düzelimsel yapısı	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Plaj. Gilt Kilce Kilce Vol. cam	40 5 20 5 30	- - - - -	- - - - -	750 < 750-200 200 >	35 20 45	Andeuit	Andeuit
38	A-76	38/9-76	Düzel	-	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Plaj. Kilce Kilce Vol. cam	35 15 5 5	- - - -	- - - -	750 < 750-200	35 10	Dasit	Kuvars Andeuit
49	A-8	49/9-8	Düzel	-	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Kilce gatalakli Vol. cam	30 15 15 40	- - - -	- - - -	750 < 750-200 200 >	30 15 55	Dasit	Kuvars Andeuit
52	A-9	52/9-9	Düzel	-	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Kilce gatalakli Vol. cam	25 20 15 40	- - - -	- - - -	750 < 750-200 200 >	30 15 55	Dasit	Kuvars Andeuit
57	A-10	57/9-10	Yüzöl	-	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Plaj. Kilce Vol. cam	35 5 60	- - -	- - -	750 < 750-200 200 >	25 5 30	Andeuit	Andeuit
63	A-11	63/9-11	Düzel	Düzelimsel yapısı	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Plaj. Gilt Kilce Kilce Vol. cam	35 15 10 5 35	- - - - -	- - - -	750 < 750-200 200 >	35 20 45	Andeuit	Bazaltik Andeuit
114	A-12	114/9-12	Düzel	Düzelimsel yapısı	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Plaj. Gilt Kilce Kilce Vol. cam	40 15 2 43	- - - -	- - - -	750 < 750-200 200 >	40 15 45	Andeuit	Andeuit
115	A-13	115/9-13	Düzel	-	Ekimh.	Alma mikropatik	Kilce gatalakli	Kilce gatalakli	Mikroli + volkanik cam	Plaj. Gilt Kilce Kilce Vol. cam	35 5 60	- - -	- - -	750 < 750-200 200 >	30 5 65	Andeuit	Andeuit

* B.D: Bozunma Derecesi Y.Ö: Yapısal Özellikler S.Ü: Süreklilikler

** D: Değişim Ç: Çatlaklık B: Bozunma M: Matris

Tablo 2. (devam ediyor)

Harita Örnek No:	Lab. Örnek No:	İnce- Kesit No:	MAKROSKOPİK TANIMLAMA*			NİTELİKSEL TANIMLAMA**				MINERALOJİK BİLEŞİM (Hacimce)				TANE ÖZELLİKLERİ		JEOLOJİK TANIMLAMA	
			B.D.	Y.O.	Sü.	D.	C.	B.	M.	Ana Bileşen	%	Tali Bileşen	%	Mikron	%	Kayaç Adı	Petrografik Sınıflama
117	A-14	117/A-14	Düğümlü	Düğümlü akma yapısı	Etkimli					Plaj.	30	Apofit	E	750 <	25	Andezit	Andezit
										Kersufit	10	Zirkon	E	750-200	10		
										Vol.cam	60			200 >	65		
135	A-15	135/A-15	Orta		Etkimli	Yer yer kırık	Çatlaklı			Plaj.	25			750 <	35	Andezit	Andezit
										Kersufit	10			750-200	5		
										Vol.cam	65			200 >	60		
139	A-16	139/A-16	Orta	Düğümlü akma yapısı	Etkimli	Akma yapısı				Plaj.	35			750 <	40	Andezit	Andezit
										Amfibol	10			750-200	15		
										Biyoht	5			200 >	45		
										Vol.cam	50						
148	A-17	148/A-17	Orta	Düğümlü akma yapısı	Etkimli	Akma yapısı				Plaj.	35	Spinit	E	750 <	35	Andezit	Andezit
										Amfibol	20			750-200	15		
										Vol.cam	65			200 >	50		
185	A-18	185/A-18	Orta		Etkimli	Akma yapısı				Plaj.	30	Zirkon	E	750 <	30	Andezit	Andezit
										Biyoht	5	Rutil	E	750-200	5		
										Vol.cam	65			200 >	65		
192	A-19	192/A-19	Orta		Etkimli	Akma yapısı				Plaj.	40			750 <	35	Andezit	Andezit
										Amfibol	5			750-200	10		
										Biyoht	10			200 >	55		
										Vol.cam	45						
199	A-20	199/A-20	Düğümlü	Düğümlü akma yapısı	Etkimli	Akma yapısı				Plaj.	35	Zirkon	E	750 <	35	Andezit	Basaltik Andezit
										Ort	5			750-200	20		
										Biyoht	5			200 >	45		
										Kersufit	10						
										Vol.cam	45						
232	A-21	232/A-21	Orta		Etkimli	Yer yer kırık	Çatlaklı			Plaj.	30	Zirkon	E	750 <	30	Andezit	Andezit
										Ort	15			750-200	5		
										Vol.cam	55			200 >	65		

* B.D: Bozunma Derecesi Y.O: Yapısal Özellikler Sü: Süreksizlikler

** D: Doku Ç: Çatlaklılık B: Bozunma M: Matriks

sıkışma dayanımı, σ_c ; elastisite modülü, E_t ; Poisson oranı, ν ; çekilme dayanımı, σ_t ; ve makaslama dayanımı, τ ; gibi mühendislik özellikleri, bu kayalara ait çıkmalardan alınan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ile saptanmıştır.

5.1. Görünür Özgül Ağırlık, Gözeneklilik ve Ağırlıkça Su Emme

Andezit örneklerinin görünür özgül ağırlık, G_s değerleri,

$$G_s = \frac{W_o}{V \cdot \gamma_w} \quad \text{ilişkisinden;}$$

görünür gözeneklilik, $n(\%)$ değerleri,

$$n(\%) = \frac{W_{sat} - W_o}{V \cdot \gamma_w} \times 100 \quad \text{ilişkisinden, ve}$$

ağırlıkça su emme, $W(\%)$ değerleri ise,

$$W(\%) = \frac{W_{sat} - W_o}{W_o} \times 100 \quad \text{ilişkisinden,}$$

çekilme dayanımı (Brazilian) deneyi için hazırlanan örnekler üzerinde, A.S.T.M.(1966a, C 127, s.80-81)'e göre saptanmış; ortalama değerler, Tablo 3'de sunulmuştur.

5.2. Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı

Tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri, MTS Model-810, 10 ton toplam yük kapasiteli, elektronik kontrollü hidrolik presde; I.S.R.M. (1972) ve T.S.E. (1975, TS-2028)'ye göre yapılmıştır. Deneyler, herbir andezit örneği üzerinde en az üç kez yinelenmiş; ortalama sonuçlar Tablo 3'de sunulmuştur. Yenilmeler, çoğunlukla makaslama yenilmesi biçiminde oluşmuştur.

Tablo 3. Andezit örneklerinin mühendislik özelliklerine ilişkin veriler

Harita Örnek No:	Lab. Örnek No:	Özgül Ağırlık G_s	Görünür Gözeneklilik $n(\%)$	Ağırlıkça Su emme $W(\%)$	Elastisite Modülü E_t (kg/cm ²) $\times 10^5$	Poisson Oranı ν	Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı σ_{c2} (kg/cm ²)	Çekilme Dayanımı σ_t (kg/cm ²)	Makaslama Dayanımı τ (kg/cm ²)	Mühendislik Sınıflaması
7	A-1	2.44	5.68	2.51	4.2	0.18	696.93	47.99	193.03	CH
11	A-2	2.51	3.09	1.23	4.5	0.22	1165.75	99.58	183.57	CM
12	A-3	2.26	11.06	5.11	3.0	0.12	617.95	44.90	187.98	CM
16	A-4a	2.48	4.80	2.02	5.4	0.13	1047.15	71.90	227.09	CH
17	A-4b	2.27	11.55	5.34	1.5	0.12	592.46	44.21	185.46	CM
27	A-5a	2.31	8.96	4.04	2.7	0.17	683.80	74.46	191.83	CM
28	A-5b	2.30	10.00	6.50	1.7	0.16	620.35	69.53	185.64	CM
33	A-6	2.41	5.57	2.31	4.0	0.15	943.70	103.14	223.31	CM
37	A-7a	2.43	8.05	3.46	2.8	0.22	892.73	61.55	193.03	CM
38	A-7b	2.50	7.96	3.32	4.4	0.19	1260.37	100.92	191.77	BM
49	A-8	2.52	5.49	2.27	6.2	0.15	1420.60	131.65	158.97	BM
52	A-9	2.57	3.84	1.50	3.2	0.17	1058.51	109.97	223.59	CM
57	A-10	2.49	10.99	4.60	1.7	0.17	663.62	64.02	211.95	CM
63	A-11	2.41	8.25	3.57	2.7	0.18	844.03	44.19	190.51	CM
114	A-12	2.30	11.10	5.03	2.7	0.24	803.66	88.43	195.55	CM
115	A-13	2.09	10.25	5.15	2.0	0.23	661.60	61.28	170.32	CM
117	A-14	2.37	6.96	3.07	3.0	0.21	624.76	52.30	211.95	CM
135	A-15	2.40	6.22	2.71	3.7	0.41	1003.00	52.36	285.84	CM
139	A-16	2.49	6.03	2.52	3.1	0.22	728.21	63.61	138.78	CM
148	A-17	2.40	6.89	3.00	3.2	0.25	833.18	67.94	179.15	CM
185	A-18	2.32	7.21	3.24	2.8	0.11	799.88	63.19	200.60	CM
192	A-19	2.35	9.20	4.08	3.7	0.28	687.84	52.95	160.86	CH
199	A-20	2.20	17.86	8.49	2.5	0.19	413.82	36.37	129.58	DH
232	A-21	2.40	5.80	2.52	2.9	0.25	992.90	65.70	200.60	CM

5.3. Elastisite Modülü ve Poisson Oranı

Andezit örneklerinin elastisite modülü, E_t (en yüksek dayanımın %50 sindeki teğetin eğimi) ve Poisson oranı, ν değerlerinin saptanmasında; herbir örneğin tek eksenli sıkışma dayanımı deneyi için hazırlanan üç deney örneğinden biri kullanılmıştır. E_t ve ν değerlerinin hesaplanmasında gereksinme duyulan, değişik yük düzeylerindeki, düşey ve yatay birim deformasyon (ϵ_v ve ϵ_h) değerleri ise, bu örnekler üzerine tek noktada yapıştırılan 120 ohm dirençli 90° lik (birbirine dik) rozet birim deformasyon ölçerler ile, en az beş değişik yük düzeyinde ölçülmüştür. Kullanılan birim deformasyon ölçerlerin boyutları, üzerine yapıştırıldığı kayaç içindeki en büyük tane boyuna göre seçilmiştir. Yüklemelelerde, MTS Model-810 elektronik kontrollü hidrolik pres; birim deformasyon ölçümlerinde ise, WISHAY INSTRUMENTS Model P-305A 10 kanallı dijital birim deformasyon indikatörü (digital strain indicator) kullanılmıştır. E_t değerleri, herbir örnek için çizilen düşey gerilim-düşey birim deformasyon ($\sigma_v - \epsilon_v$) eğrileri üzerinde; en yüksek dayanım ($\sigma_{c,ult}$) ın %50'sindeki teğetin eğimi olarak hesaplanmıştır. Poisson oranı, ν değerleri ise, aynı noktada,

$$\nu = \frac{\epsilon_h}{\epsilon_v} \quad \text{ilişkisinden hesaplanmıştır.}$$

Ortalama E_t ve ν değerleri Tablo 3'te sunulmuştur.

5.4. Çekilme Dayanımı

Andezit örneklerinin çekilme dayanımları Brazilian deneyi ile saptanmıştır. Brazilian deneyinin kırılma malzemeler için geçerliliği, Fairhurst (1964); deney sonuçlarının yinelenebilirliği (reproducibility) ve tek eksenli doğrudan çekme (direct pull) deneyinden elde edilen sonuçlar ile olan uyumluluğu, Jayaraman (1970, s.77) ve Jaeger ve Cook (1979, s.171) tarafından tartışılmıştır.

Deneylerde, "Laboratuvar Örnekleri" bölümünde tanımlanan disk biçimindeki deney örnekleri kullanılmış; ve yüklemeler, yine MTS, Model-810 elektronik kontrollü hidrolik pres ile yapılmıştır. Yükleme hızı, örneğin yenilmesi 5-15 dakika arasında oluşacak şekilde (ortalama 10 dakika olarak) ayarlanmıştır.

Çekilme dayanımı, σ_t değerleri,

$$\sigma_t = \frac{2 L_v}{\pi D_t} \quad \text{ilişkisinden hesaplanmıştır.}$$

Herbir kayaç (blok) örneğinden hazırlanan en az üç deney örneği üzerinde yinelenen çekilme dayanımı deneylerinden elde edilen sonuçların ortalama değerleri Tablo 3'de sunulmuştur.

5.5. Makaslama Dayanımı

Andezit örneklerinin makaslama dayanımları, çift makaslama (double shear) deneyi (Farmer, 1968, s.91; Hardy ve diğ., 1969) ile saptanmıştır.

Deneylerde, A.B.D. Pennsylvania State Üniversitesi'nde Prof.H.R. Hardy tarafından 1968'de dizayn edilmiş olan; 1977'de Hacettepe Üniversitesinde yazar tarafından geliştirilerek yeniden dizayn edilen ve fotoğrafları Şekil 11'de görülen çift makaslama aleti, SBEL Model CT-250A, 100 ton kapasiteli hidrolik pres ile birlikte kullanılmıştır (Şekil 12).

Makaslama dayanımı, τ değerleri

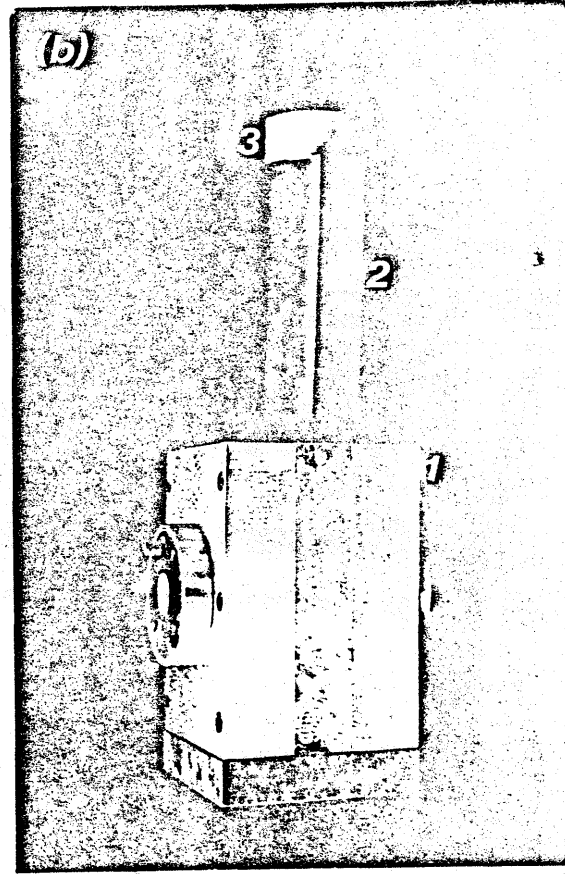
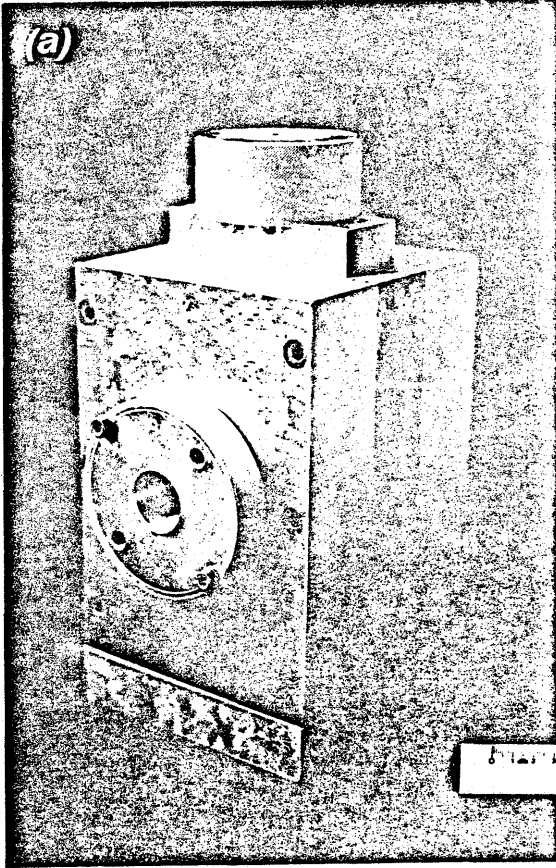
$$\tau = \frac{2 L_v}{D^2} \quad \text{ilişkisinden hesaplanmıştır.}$$

Herbir kayaç (blok) örneğinden hazırlanan en az üç deney örneği üzerinde yinelenen çift makaslama dayanımı deneylerinden elde edilen ortalama makaslama dayanımı değerleri, Tablo 3'de sunulmuştur.

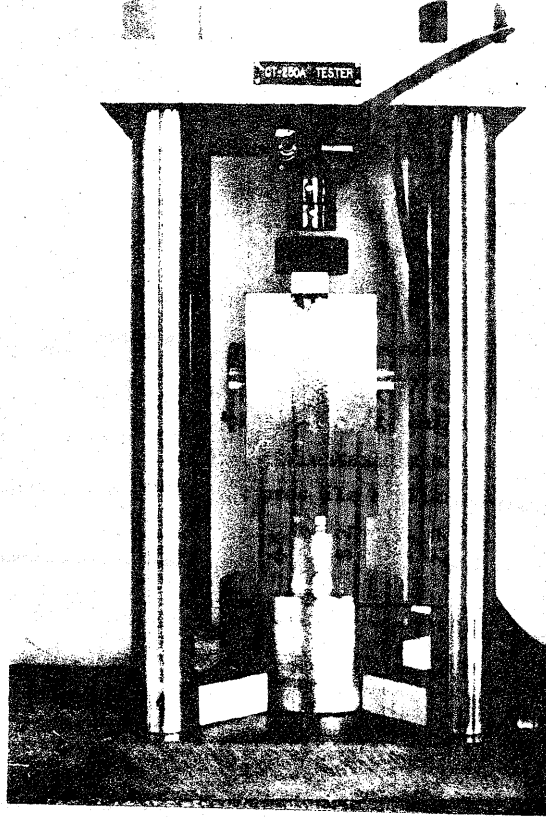
Ankara andezitlerinin mühendislik özelliklerine ilişkin tüm verilerin istatistiksel değerlendirme sonuçları ise Tablo 4'de özetlenmiştir.

6. MÜHENDİSLİK SINIFLAMASI

Ankara andezitlerinin mühendislik sınıflaması, laboratuvar deneyleri ile saptanan tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) ve teğet elastisite



Şekil 11. Çift makaslama aleti (a) ve parçaları (b): 1)makaslama kutusu, 2)makaslama kaması
3)yükleme başlığı



Şekil 12. Çift makaslama aletinin SBEL Model CT-250A 100 ton kapasiteli hidrolik pres ile birlikte kullanımı.

Tablo 4. Andezitlerin mühendislik özelliklerine ilişkin tüm verilerin istatistiksel değerlendirme sonuçları.

Andezit	Değişim Aralığı		Aritmetik Ortalama	Standart Hata	Standart Sapma
	En az	En çok	($\bar{x}$)	($S_{\bar{x}}$)	(S)
G_s	2.09	2.57	2.38	0.02	0.11
n (%)	3.09	17.86	8.04	0.65	3.18
W (%)	1.23	8.49	3.65	0.34	1.68
σ_c Kg/cm. ²	413.82	1260.37	835.70	48.66	238.37
	0.11	0.41	0.20	0.01	0.06
E_t ($\times 10^5$) Kg/cm. ²	1.50	6.20	3.23	0.23	1.14
σ_t Kg/cm. ²	38.37	131.65	69.76	4.92	24.09
$\bar{\epsilon}$ Kg/cm. ²	129.58	285.84	192.54	6.39	31.32

modülü (E_t) değerleri esas alınarak, Deere ve Miller (1966)'e göre yapılmış; andezit örneklerinin Deere ve Miller (1966)'in birleşik mühendislik sınıflaması abağı üzerindeki dağılımları, Şekil 13'de gösterilmiştir. Bu dağılıma göre Ankara andezitleri, CM(orta dayanımlı ve orta modül oranlı) kayalar grubunda yer alırlar.

7. JEO-MÜHENDİSLİK SORUNLAR

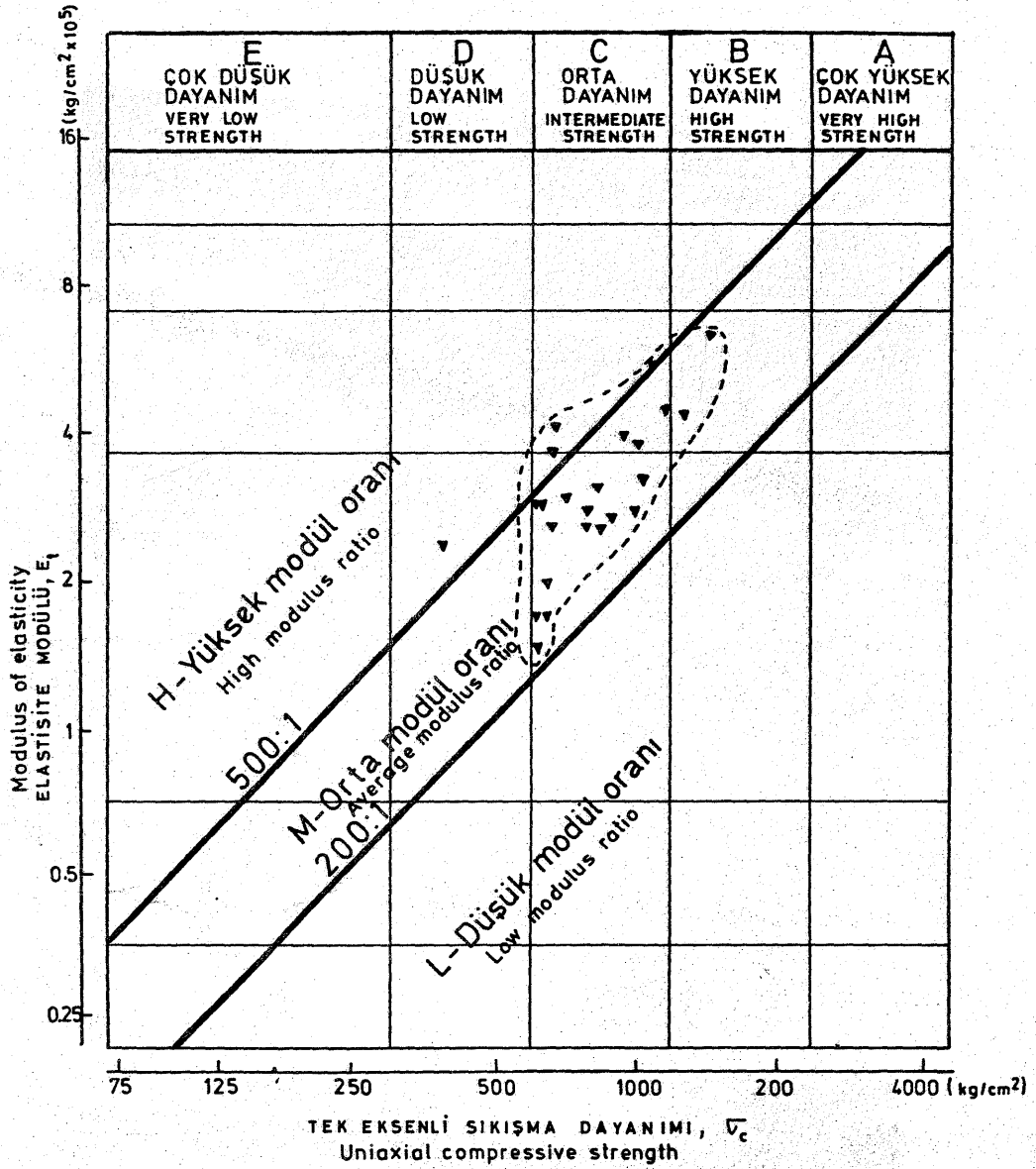
Ankara andezitlerinde düşey yönde gelişmiş olan soğuma çatlakları ve yoğun eklem sistemleri, bu kayalar içinde açılan taş ocaklarında ve yol yarmalarında sık sık kayalar (blok) düşmesi olaylarına neden olmaktadır (Şekil 14).

Ankara içindeki topoğrafik yükseklikleri oluşturan az geçirimli andezitlerden inen yağmur suları, geçirimsiz killi düzeyler ile kaplı alçak bölgelerde (ör. Mamak, Saimekadin, Yenidoğan, İncesu, Bentderesi, Sanayi Çarşısı, Varlık Mahallesi, Akköprü) su baskınlarına (taşkınlarla) neden olurlar (Şekil 15).

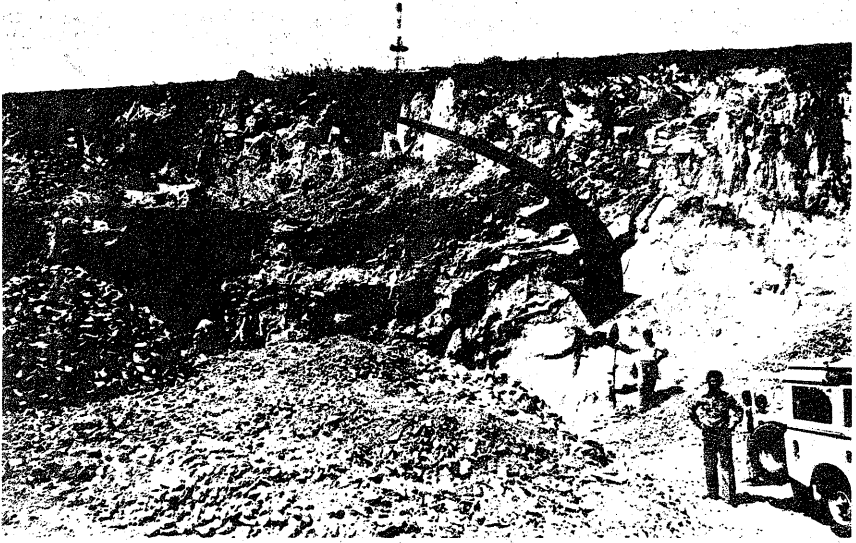
8. SONUÇ

Hızlı bir kentleşme bölgesi olan Ankara'da laboratuvar deneyleri için örneklenmesi öngörülen andezitlerin, büyük ölçüde örtülü oluşu nedeniyle; örnek sayısı, yerleri ve derinlikleri, çalışma sırasında var olan andezit çıkmaları, taş ocakları, inşaat, yol ve kanalizasyon yarmaları ile sınırlandırılmıştır. Öte yandan, gerek var olan çıkmaların ve yarma derinliklerinin azlığı, gerek aletsel örnekleme olanaksızlığı nedeniyle; örnekleme genelde yüzeysel olarak yapılmıştır. Bu nedenle, Ankara andezitlerinin jeolojik ve mühendislik özellikleri ile ilgili olarak, yukarıda özetlenmiş olan genel sonuçlar, topoğrafik yüzeyden itibaren ortalama 5 m.'ye kadar olan derinlikler için geçerlidir.

Saha ve laboratuvar çalışmalarından elde edilen jeoloji ve mühendislik verilerine göre; Ankara andezitleri, üç yönde belirgin bir şekilde gelişmiş yoğun bir eklem sistemine sahip olup; mühendislik sınıflamasında CM(orta dayanımlı ve orta modül oranlı, 2,38; ortalama görünür gözeneklilik değeri, %8,04; ortalama ağırlıkça su emme değeri, %3,65;



Şekil 13. Andezitlere ait örneklerin Deere and Müller (1966)'in birleşik mühendislik sınıflaması bağı üzerinde dağılımları



Şekil 14. Bir andezit taş ocağında gözlenen blok düşmesi olayı (Dededoruk Tepe).



Şekil 15. Bir olası su baskını alanı (Güzelevler)

ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı, $835,70 \text{ kg/cm}^2$; ortalama teget elastisite modülü değeri $3,23 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$; ortalama Poisson oranı, 0,20; ortalama çekilme (Brazilian) dayanımı, $69,76 \text{ kg/cm}^2$, ve ortalama makaslama dayanımı, $192,54 \text{ kg/cm}^2$ 'dir. Bu değerler, daha önce başka araştırmacılar (ör. Özdoğanlar, 1965; Nathaneil, 1972; Özdoğan, 1973; Ulusay, 1975) tarafından Ankara andezitleri için ileri sürülen benzer değerler ile büyük ölçüde uyum halindedir.

Mavimsi-gri renkli Çubuk vadisi andezitleri, siyahımsı-mor renkli Hüseyingazi ve pembe renkli Payamlıtepe andezitlerinden farklı olarak, % 30'a kadar varan oranlarda kuvars içerirler, bu nedenle aşınmaya ve bozunmaya karşı dirençleri daha fazla olup; daha az gözenekli ve tıkız bir yapıya sahip olan bu andezitlerin tek eksenli sıkışma, makaslama ve çekilme dayanımları da, diğer iki andezit türüne oranla yaklaşık %30 daha yüksektir. Öte yandan, ortalama %10 oranında biyotit içeren, aşınmaya karşı direnci düşük ve bu nedenle de aşırı derecede bozunmuş olan pembe renkli Payamlıtepe andezitleri, Ankara kenti içerisinde daha geniş bir alana yayılmış olup; akma dokusu biçiminde süreksizlikler içeren bu andezit türünün görünür gözenekliliği, diğer iki andezit türüne oranla %30 daha yüksek olduğu gibi; tek eksenli sıkışma, makaslama ve çekilme dayanımları, diğer iki andezit türüne oranla, ortalama % 30 daha düşüktür.

TEŞEKKÜR

Yazar, bu çalışmanın gerçekleşmesinde değerli katkıları bulunan Sayın Prof.Dr. Oğuz Erol, Prof.Dr. Yavuz Erkan(Ankara Üniversitesi), Yrd. Doç.Dr. Ussal Z.Çapan ve Yrd.Doç.Dr. Hasan Bayhan (Hacettepe Üniversitesi)'a sonsuz teşekkür borçludur.

KAYNAKLAR

A.S.T.M., 1966, Book of Standarts part 10, Concrete and Mineral Aggregates, C 127, Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregates, pp.50-51.

CHAPUT, E., 1931, Ankara Mıntıkasının 1/135000 mikyasında Jeolojik Haritasına Dair İzahat, İstanbul Darülf. Jeol. Enst. Neşriyatı, 7, 46s.

CHAPUT, E., 1947, Türkiye'de Jeolojik ve Jeomorfojenik Tetkik Seyahatleri, (Çev. Ali Tanoğlu), İstanbul Üniversitesi Yayını, 324, 326 s.

ÇALGIN, R., PEHLİVANOĞLU, H., ERCAN, T., ŞENGÜN, M., 1973, Ankara Civarı Jeolojisi: M.T.A. Enst. Jeol.Dairesi, Rapor No.18, 55s. (yayınlanmamış).

DEERE, D.U. and MILLER, R.P., 1966, Engineering Classification and index Properties for Intact Rock, Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, New Mexico, 308p.

D.S.İ., 1976, Ankara Mürted Ovası Hidrojeolojik Etüd Raporu, D.S.İ. Genel Md.'lüğü Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltısuları Dairesi Başkanlığı yayını, 49s.

ERENTÖZ, C., 1975, 1:500.000 Ölçekli Türkiye Jeoloji Haritası Derlemesi, Ankara paftası, M.T.A. Enst. Yayını, 111 s.

EROL, O., 1954, Ankara ve Civarının Jeolojisi Hakkında Rapor, M.T.A. Enst. Bilimsel Dökümantasyon Ş.Derleme No.2491, 238s (yayınlanmamış).

EROL, O., 1956, Ankara Güneydoğusundaki Elma Dağı ve Çevresinin Jeolojisi Üzerine Bir Araştırma, M.T.A. Enst. yayınları, Seri D, No.9, 99 s.

EROL, O., 1961, Ankara Bölgesinin Tektonik Gelişmesi, Türkiye Jeol.Kur.Bült., 7, 2, s.57-85.

- FAIRHURST, C., 1964, On the Validity of "Brazilian" test for brittle materials, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., 1, pp.535-546.
- FARMER, I.W., 1968, Engineering Properties of Rocks, E and F.N. Spon Ltd., London, 180 p.
- HARDY, H.R. Jr., TAYARAMAN, 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.
- I.S.R.M. 1972, Suggested Method for Determining the Uniaxial Compressive Strength of Rock Material and the Point Load Strength Index, Committee on Laboratory Test, Document No.1, 12p.
- I.S.R.M., 1978, Suggested Method for Petrographic Description of Rocks, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., 15, 2, 43-45.
- JAEGER, J.C. and COOK, N.G.W., 1979, Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, London, 539p.
- JAYARAMAN, N., 1970, An Investigation of Experimental Techniques for Determining the Strength Properties of Rocks, M.Sc.Thesis, The Penn.State Univ., 108p.
- KARACAN, E., 1984, Ankara Andezitlerindeki Kırık ve Çatlakların Jeomekanik Çözümlemesi, Yük.Müh.Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Beytepe, Ankara, 123s.
- KASAPÖĞLU, K.E., 1980, Ankara Kenti Zeminlerinin Geo-Mühendislik Özellikleri, Doçentlik Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Beytepe, Ankara, 206s.
- LAHN, E., 1946, Ankara Yeni Tıp Fakültesi İçin Yapılan Sondajlar Hakkında not, M.T.A. Enst. Bilimsel Dökümantasyon Ş. Derleme No. 1711, 4s.
- LEUCHS, K., 1944, İç Anadolu Tersiyer Arazisinin Taksimi Hakkında, (Çev.Sevket Birand), Ankara Yüksek Ziraat Enst.Derg., 1,2,614-643.
- NATHANEIL, I., 1972, Laboratory Determination of Some Static and Mechanical Properties of Ankara Andesite, M.Sc.Thesis, M.E.T.U., Ankara, 162p.

ÖZDOĞAN, M., 1973, Laboratory Determination of Dynamic Elastic Constants of Ankara Andesite by Resonant Frequency Techniques, M.Sc. Thesis, M.E.T.U., Ankara, 111p.

ÖZDOĞANLAR, O., 1965, Ankara İli Yapı Malzemesi ve Mahalli Şartlar: Bayındırlık Bakanlığı Yapı ve İmar İşleri Reisliği Araştırma Dairesi Başkanlığı, 1, 212s. (yayınlanmamış).

STRECKEISEN, A., 1979, Classification and Numenclature of Volcanic Rocks, Lamprophyres, Carbonatites and Malitic Rocks, Recommendations and Suggestions of the I.U.G.S. Subcommittee on the Systematics of Igneous Rocks: Geology, 7, pp.331-335.

T.S.E., 1975, Kayaçların Tek Eksenli Basma Dayanımlarının Tayini (TS-2028), Türk Standartlar Enstitüsü, Ankara, 2s.

ULUSAY, R., 1975, Ankara Kenti Kuzey-Orta Bölgesinin Jeomühendislik Özellikleri, Diploma Tezi, H.Ü. Yerbilimleri Enstitüsü, Beytepe-Ankara, 81s.

SIR VE DÜZKESME (K.MARAŞ) BARAJ YERLERİNDE
YAPILAN BÜYÜK YASSI - VEREN DENEYLERİ
Large Flat Jack Tests Performed at
Sır and Düzkesme (K.Maraş) Dam Sites

Abdurrahim ÖZGENOĞLU*, A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU *
Celal KARPUZ*, Aydın BİLCİN*, Hüseyin ERDOĞAN **

ÖZET

Bu yazıda, K.Maraş ili sınırları içinde yer alan Sır ve Düzkesme baraj yerlerinde, kaya kütlesinin deformabilite özelliklerini tayin için yapılan büyük yassı-veren deneylerine değinilmiştir. Deneylerin yürütülmesinde karşılaşılan sorunlar ve elde edilen sonuçlar tartışılmıştır. Ayrıca, aynı baraj yerlerinde - E.İ.E.'ce yapılan hidrolik kriko deneyleri ile bir lokasyonda yapılan Goodman Jack deney sonuçlarına yer verilmiş ve farklı yöntemlerle bulunan deformasyon modülleri karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT

In this paper, large flat jack tests performed at Sır and Düzkesme dam sites, both of which are located within the province of K. Maraş, to determine the deformability of rock mass are given. Problems associated with the tests and the test results are discussed. Besides, the results of plate bearing tests carried out-by E.İ.E.-at the same dam sites and Goodman Jack test results at one location are presented, and the moduli values thus obtained with different method are compared.

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

**DSİ, Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltı Suları Dairesi, ANKARA

1. Giriş

Sır ve Düzkesme barajları Ceyhan nehri üzerinde inşaatı planlanan barajlar dizisinden iki tanesidir. "Berke Projesi" adı altında yürütülen bu baraj ve hidroelektrik santrallerin tasarımına esas olmak üzere ODTÜ-Maden Mühendisliği Bölümü Kaya Mekanikliği Grubunca, DSİ-Kaya Mekanikliği Fen Heyeti Müdürlüğü elemanlarının da katkılarıyla, aşağıdaki kaya mekanikliği çalışmaları yapılmıştır (Özgenoğlu ve diğerleri, 1982):

- a) Sır ve Düzkesme baraj yerlerinde büyük yassı-veren (LFJ) deneyleri
- b) Sır baraj yerinde küçük çapta (karot numuneler) ve büyük çapta (yerinde blok numuneler) makaslama deneyleri.

Makaslama deneylerine ilişkin çalışmalar başka yerde verildiğinden (Paşamehmetoğlu ve diğerleri, 1983), burada yalnız büyük yassı-veren deneyleri, uygulamada karşılaşılan güçlükler ve elde edilen sonuçlar bakımından tartışılmıştır. Büyük yassı veren deneyleri ile birlikte yürütülen sismoakustik ölçümlerle, enjeksiyon sonrası tekrarlanan deneyler de bu yazının kapsamı dışında bırakılmıştır. Öte yandan, aynı baraj yerlerinde, E.İ.E.'ce yapılan, hidrolik kriko deneyleri ile Sır baraj yerinde bir lokasyonda yapılan Goodman Jack deneyi sonuçlarına yer verilip, farklı yöntemlerle bulunan deformasyon modülleri karşılaştırılmıştır.

2. JEOLJİ

Her iki baraj aksında da başlıca kayaç birimi olarak metakuvarsitik-kumtaşı gözlenmiştir. Ancak, Düzkesme baraj aksında metakuvarsitik kumtaşı serisi içinde yer yer fillat arakatları mevcuttur. Metamorfizma sonucu metakuvarsitik-kumtaşı zayıf bir yapraklanma (şıstozite) kazanmıştır.

Her iki baraj yerinde de en etkin süreksizlik düzlemi tabakalanma yüzeyleridir. Bu yüzeyler boyunca sıkça kayma ve makaslama düzlemleri gözlenmiştir. Tabakalanmaya paralel olan bu kayma-makaslama yüzeylerinde

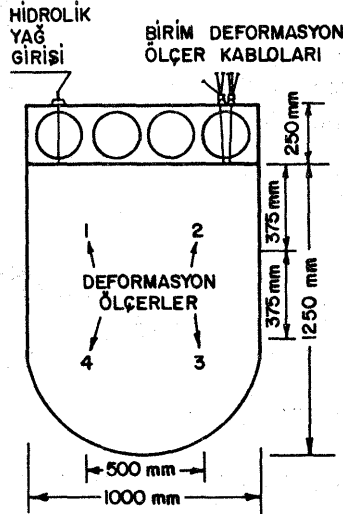
harekete işaret eden, çok iyi gelişmiş cilalı yüzey ve çizikler izlenmiştir. Makaslama düzlemlerinin bazen de tabakalanmayı kestiği görülmüştür. Tabakalanmaya ek olarak iki, bazen de üç eklem takımına rastlanmıştır.

Kaya-makaslama yüzeyleri boyunca mil-kil dolgusu bazen da kuvars-damar dolgusu gelişmiştir.

3. BÜYÜK YASSI-VEREN DENEYLERİ

3.1. Yöntem

Bu çalışmada, LNEC-Portekiz (Rocha ve Silva, 1970) tarafından geliştirilen büyük yassı veren tekniği kullanılmıştır. Yarık açma makinasıyla kaya yüzeyine dik olarak açılan yarıkların içine 6 mm kalınlığındaki yassı verenler yerleştirilmiştir. Daha sonra yassı verene gönderilen hidrolik yağ vasıtasıyla yarık duvarlarına basınç uygulanarak kaya kütleğinde oluşan deformasyonlar yassı veren içindeki dört deformasyon ölçerle ölçülmüştür. LNEC tipi bir büyük yassı-verenin şematik görünüşü Şekil 1'de verilmiştir.



Şekil. 1 LNEC tipi büyük yassı veren

3.2. Deney Lokasyonları

Büyük yassı-veren deneyleri, yedisi sır baraj yerinde, ikisi Düzkesme baraj yerinde olmak üzere dokuz lokasyonda yapılmıştır. Deney lokasyonları ve yassı-veren konumları Tablo 1'de verilmiş, ayrıca Şekil 2 ve 3'de gösterilmiştir.

3.3. Deney Programı

Deneylerde 75 kgf/cm^2 lik maksimum basınca altı saykılda ulaşılması öngörülmüştür. Takip edilen yükleme ve boşaltma basamakları her saykıl için Tablo 2'de verilmiştir.

2 kgf/cm^2 olan başlangıç basıncında 30 dakika, her saykılın maksimum basıncında ise 60 dakika beklenerek deformasyonların stabilize olmasına imkan verilmiştir. Yükleme ve boşaltmada ara basınçlar 15 dakika süreyle muhafaza edilmiştir. Bu süre içinde deplasmanlardaki artış 0.01 mm 'den daha az ise deformasyonların stabilize olduğu varsayılmıştır. Son saykıl, maksimum basınçtan başlangıç basıncına düşüldükten sonra deformasyonlar 60 dakika süreyle gözlenmiştir.

3.4. Deney Sonuçları

Deformasyon modülü (D) ve elastisite modülü (E) aşağıdaki eşitlikler kullanılarak hesaplanmıştır.

$$D = C \frac{P}{U}$$

$$E = C \frac{P}{U_e}$$

Burada; P : Uygulanan basınç ($P_3 - P_0$)

U : Maksimum basınçtaki toplam deformasyon (Şekil 4)

U_e : Elastik deformasyon (Şekil 4)

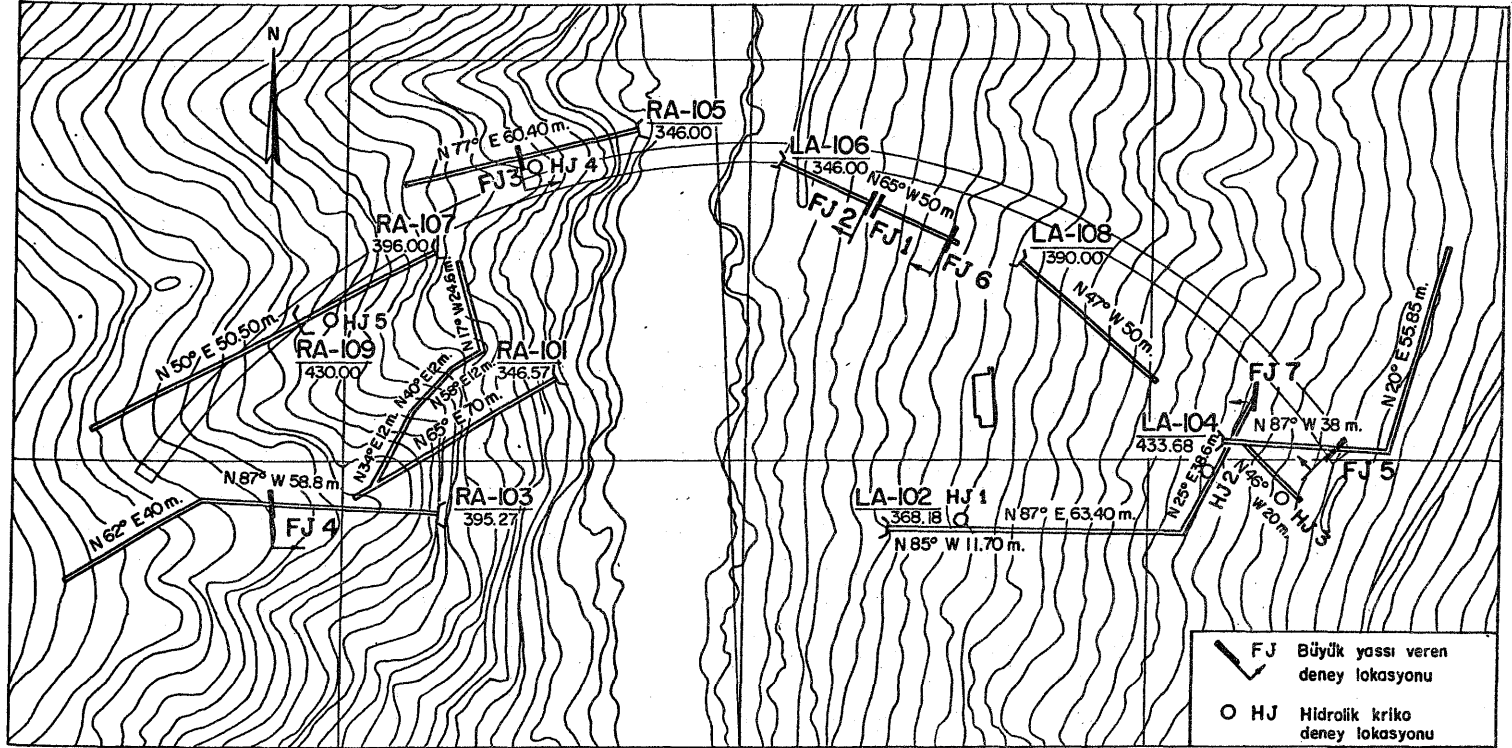
$$C = (1 - \nu^2)K$$

Tablo 1. Büyük yassı-veren deney lokasyonları ve yassı-veren konumları

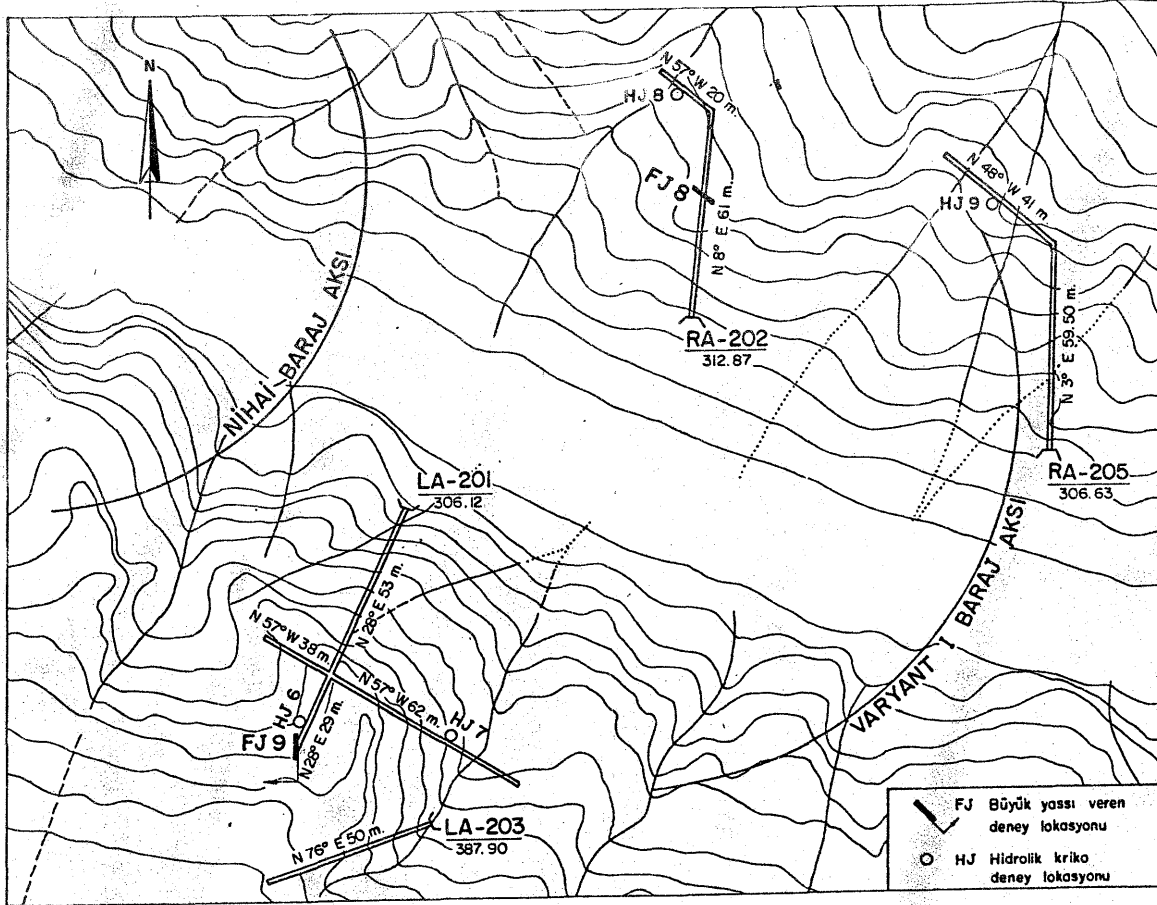
	Deney No	Deney Lokasyonu		Yassı-Veren Konumu		
		Galeri No	Metraj	Doğrultu	Eğim	Yer
Sır Baraj Yeri	FJ1	LA-106	25,50	N 26 E	27° NW	Sağ duvarda
	FJ2	LA-106	23,00	N 38 E	28° NW	Sağ duvarda
	FJ3	RA-105	30,50	N 07 W	29° NE	Sol duvarda
	FJ4	RA-103	41,00	N 15 W	65° NE	Tabanda
	FJ5	LA-104	29,50	N 38 E	60° NW	Tabanda
	FJ6	LA-106	47,00	N 30 E	27° NW	Sağ duvarda
	FJ7	LA-102	38,50	N 10 E	27° NW	Alında
Düzkesme	FJ8	RA-202	30,50	N 45 W	90°	Tabanda
	FJ9	LA-201	77,00	N 10 E	75° NW	Tabanda

Tablo 2. LFJ deneylerinde yükleme basamakları

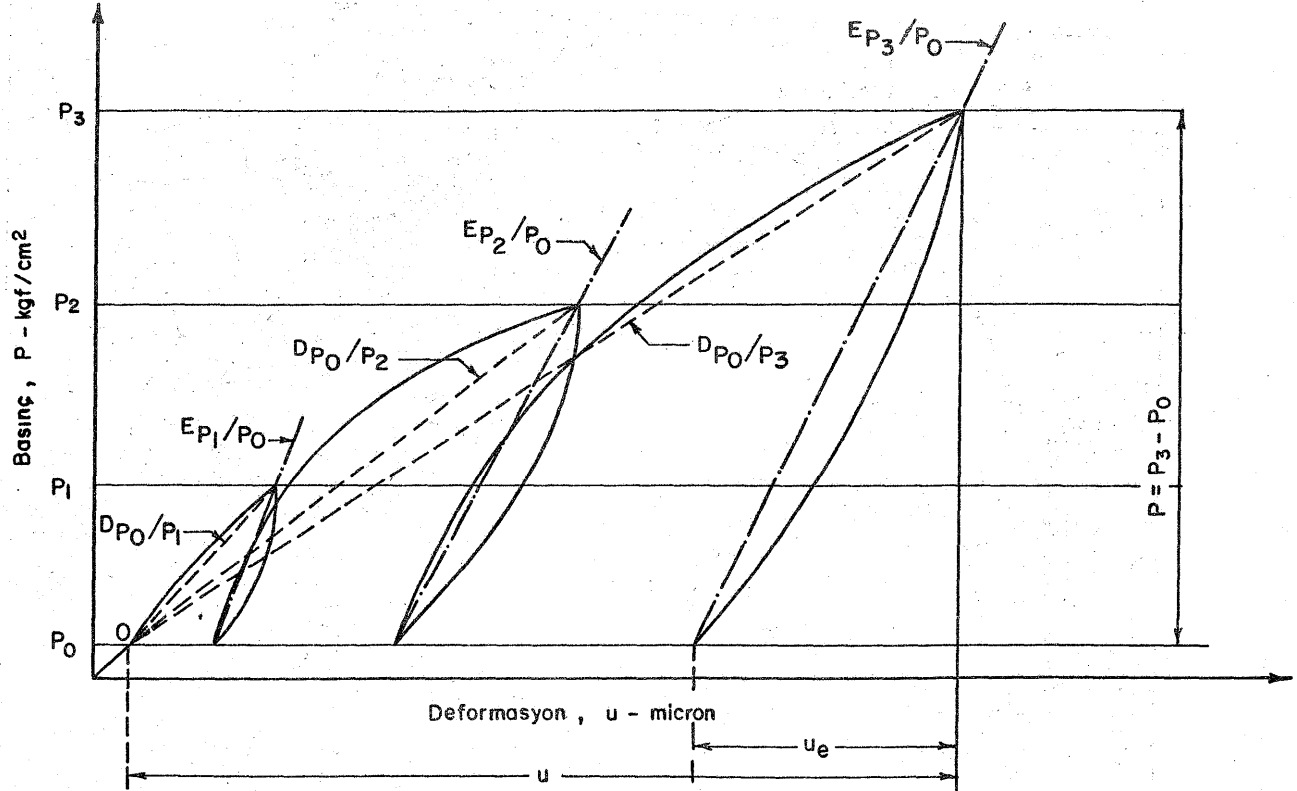
Saykıl	P max	P min	Yükleme Basamakları
No	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
1	10	2	0-2-4-6-8-10-8-6-4-2
2	15	2	2-5-10-15-10-5-2
3	25	2	2-5-10-15-20-25-20-15-10-5-2
4	35	2	2-5-15-25-35-25-15-5-2
5	50	2	2-10-20-30-40-50-40-30-20-10-2
6	75	0	2-15-30-45-60-75-60-45-30-15-2-0



Şekil . 2 Sır baraj yerinde yapılan büyük yassı veren ve hidrolik kriko deney lokasyonları



Şekil 3 Düzkesme baraj yerinde yapılan büyük yassı veren ve hidrolik krika deney lokasyonları



Şekil. 4 D ve E nin hesaplanmasında kullanılan parametreleri gösteren tipik bir deformasyon - basınç eğrisi

Burada, γ : Poisson oranı

K : LFJ katsayısı

Hesaplarda Poisson oranı 0,25 alınmıştır. LFJ katsayısı K'nın değeri ise yassı verenin pozisyonuna, şekline ve boyutlarına, deformasyon ölçerlerin pozisyonuna, ve yarık düzleminde oluşan çatlağın derinliğine bağlı olup LNEC dökümanları, Loureiro-Pinto'nun (1981) çalışması ve deney sırasındaki gözlemler ışığında 196,7 cm alınmıştır.

Her saykıl ve her deformasyon ölçer için deformasyon modülleri ayrı ayrı hesaplanmıştır. Hesaplamalarda stabilize olmuş deformasyonlar göz önüne alınmıştır.

Büyük yassı veren deneyleri oldukça geniş bir dağılım gösteren deformasyon ve elastisite modülü değerleri vermiştir.

Sonuçlar,

- i) Deney lokasyonuna
- ii) Basınç aralığına
- iii) Deformasyon ölçere

göre farklılıklar göstermiştir.

Deformasyon modülü Sır baraj yeri için 12,850 kgf/cm² den 241,350 kgf/cm² ye varan değerler almıştır. Düzkesme baraj yeri için deformasyon modülü değerleri daha yüksek olmuştur. Buradaki değişim 60,700 kgf/cm² ile 278,750 kgf/cm² arasında olmuştur.

Elastisite modülü değerleri beklendiği gibi deformasyon modülü değerlerinden daha yüksek çıkmıştır. Sır baraj yeri için elastisite modülü 29,600 kgf/cm² ile 258,800 kgf/cm² arasında değişmiştir. Düzkesme baraj yeri, deformasyon modülünde olduğu gibi, elastisite modülünde de, daha yüksek değerler vermiştir. Buradaki değişim 118,000 kgf/cm² ile 532,750 kgf/cm² arasında olmuştur.

Hemen hemen deneylerin tümünde, alttaki deformasyon ölçerler (3 ve 4 nolu) üsttekilere göre daha yüksek modül değerleri vermiştir. Öte yandan, basınç düzeyinin modül değerlerine etkisi farklı olmuştur. Bazı deneylerde ve bazı deformasyon ölçerlerde modül değeri artan

basınçla düşerken diğerlerinde artmıştır. Artan basınçla modül artışı daha çok Düzkesme baraj yerindeki deneylerde gözlenmiştir.

Deney sonuçları, her lokasyonda uygulanan minimum ve maksimum basınç aralıkları için, ve 1 ve 2 No.lu deformasyon ölçerler ile, 3 ve 4 no.lu deformasyon ölçerlerin ortalama modül değerleri olarak Tablo 3'de verilmiştir.

3.5. Deneylerde Karşılaşılan Zorluklar

Büyük yassı-veren deneylerinin yürütülmesinde karşılaşılan sorunları başlıca iki grup altında toplamak mümkündür. Bunlardan birincisi yarık hazırlanmasına ilişkin güçlükler, ikincisi ise ilkine bağlı olarak veya olmayarak, öngörülen 75 kgf/cm^2 lik maksimum basınca ulaşılmasını engelleyen sorunlardır.

Formasyonun (metakuvarsitik-kumtaşı) sert aşındırıcı ve ayrıca kırıklı olması nedeniyle hem 17 cm çapındaki orta deliğin delinmesi hem de 100 cm genişliğindeki yarığın açılması çok güç olmuştur. Özellikle dipteki son 15-20 cm lik kısmın delinmesi ve kesilmesi matkap ve testerenin sıkışması nedeniyle büyük çaba gerektirmiştir. Ancak, yarığın yeterli derinlikte açılmadığı durumlar da olmuş (FJ4 ve FX8) ve bu deneyler, enjeksiyon hazırlığından olan ve galeri tabanına dökülen betondan yararlanarak, tekrarlanmıştır. Ayrıca, elmas matkap ve testerenin kısa sürede aşınıp iş göremez hale gelmesi, deliğe veya yarığa düşen küçük kaya parçalarının matkap ve testerede hasara neden olması zaman kaybına neden olmuştur.

Öngörülen maksimum basınca ulaşılmasını engelleyen nedenlerin başında, yarık ortasında yer alan ve kaçınılmaz olarak oluşturulan 17 cm çapındaki delik gelmektedir. Bu deliğin yarım silindir şeklinde iki ağaç parçası ile doldurulması amaca hizmet etmemiş ve betonlanması gerekmiştir. Bu nedenle, yassı verenlerin tümü gömülü kalmış ve tekrar kullanmak üzere çıkarılmaları mümkün olmamıştır. Ayrıca, sismoakustik ölçümler için delinen ve yarık düzleminde, yassı-verenin iki ucunda yer alan deliklerin neden olduğu sanılan yassı-veren patlaması (FJ5), ve yassı-verenin kablo çıkış yerinden yağ kaçırması (FJ9) gibi nedenlerle de maksimum basınca ulaşamadığı olmuştur.

Tablo 3. Büyük yassı veren deney sonuçları

Deney No	Basınç Aralığı (kgf/cm ²)	Deformasyon Modülü (kgf/cm ²)		Elastisite Modülü (kgf/cm ²)	
		1 ve 2 No.lu Deformasyon Ölçerler	3 ve 4 No.lu Deformasyon Ölçerler	1 ve 2 No.lu Deformasyon Ölçerler	3 ve 4 No.lu Deformasyon Ölçerler
FJ1	2 — 10	53 825	226 300	138 100	250 325
	2 — 50	42 325	124 575	64 350 (x)	134 050
FJ2	2 — 10	56 750	95 700	85 825	142 725
	2 — 35 (a)	24 625	32 250	-	-
FJ3	2 — 10	20 975	59 750	75 450	170 450
	2 — 70	29 800	53 625	98 500	80 625
FJ4 (1.deney)	2 — 10	93 875	39 125	255 450	59 775
	2 — 30	28 925	142 325 (b)	-	-
FJ4 (2.deney)	2 — 10	56 300	87 300 (x)	109 325	91 650
	2 — 50	37 275	288 300 (b)	64 350	155 325
FJ5	2 — 10	62 175	101 075	139 200	191 700
	2 — 50	21 625	39 025	40 700	67 150
FJ6	2 — 10	17 750 (x)	88 275	29 600 (x)	110 500
	2 — 35	40 100	76 800	140 325	104 650
FJ7	2 — 10	19 475	54 100	84 975	213 225
	2 — 50 (a)	37 400	79 600	47 550	87 300
FJ8 (1.deney)	2 — 10	65 150	202 350	146 825	389 300
	2 — 20	73 725	212 650	168 350	373 425
FJ8 (2.deney)	2 — 10	93 275	268 250 (x)	159 375	351 250 (x)
	2 — 50	100 175	153 650	141 125	251 975
FJ9	2 — 10	98 525	113 500 (x)	244 975	295 050 (x)
	2 — 60	130 400	159 600 (x)	211 500	299 125

(x) Deformasyon ölçerlerden yalnız biri için bulunan değer

(a) Beklemez deplasmanlar için bulunan değer

(b) Birim deformasyon okumalarında anomaliler

4. HİDROLİK KRIKO DENEYLERİ

Sır ve Düzkesme baraj yerlerinde kaya kütlesinin deformasyon ve elastisite modülleri büyük yassı-veren deneylerine ek olarak hidrolik kriko deneyleri ile de tayin edilmiştir. E.İ.E.'ce yürütülen bu deneyler 5'i Sır baraj yerinde 4'ü Düzkesme baraj yerinde olmak üzere toplam olarak 9 yerde ve hem yatay hem düşey pozisyonlarda yapılmıştır. Deney lokasyonları Tablo 4'de verilmiş olup ayrıca Şekil 2 ve 4'de gösterilmiştir.

Deneylerin büyük bir kısmında 6 saykilla 60 kgf/cm^2 'lik maksimum basınca ulaşılmış, birkaç deneyde ise 6 saykıl 75 kgf/cm^2 'lik basınç uygulanmıştır. Her saykıl 4 çıkılan maksimum basınç sırasıyla şöyle olmuştur: 10,15,25,35,45,60(75) kgf/cm^2 . Ara basınçlarda 30 dakika,

Tablo 4. Hidrolik Kriko Deney Lokasyonları

	Deney No	Galeri No	Lokasyon
Sır baraj yeri	HJ1	LA - 102 (Ana kol)	18 m Sol tarafta
	HJ2	LA - 102 (Sol yan kol)	16 m Sol tarafta
	HJ3	LA - 104 (Sağ yan kol)	15 m sağ tarafta
	HJ4	RA - 105	26 m Sol tarafta
	HJ5	RA - 107	30 m Sol tarafta
Düzkesme baraj yeri	HJ6	LA - 201	66 m Sağ tarafta
	HJ7	LA - 201	38 m Sol tarafta
	HJ8	RA - 202	10 m Sol tarafta
	HJ9	RA - 205	20 m Sol tarafta

maksimum basınçlarda ise 60 dakika beklenilmiştir. Deneylerden sonra basınç deformasyon eğrileri çizilerek deformasyon ve elastisite

modülleri hesaplanmıştır. Hesaplamalar Boussinesque eşitliklerini kullanarak yapılmıştır. Deney sonuçları her iki başlık için ayrı ayrı olmak üzere Tablo 5'de verilmiştir.

Hidrolik kriko deney sonuçları da büyük yassı-veren deney sonuçları gibi hem deformasyon modülü hem de elastisite modülü bakımından yüksek bir dağılım göstermiştir. Bu dağılım, yassı-veren deneylerinde olduğu gibi, Düzkesme baraj yerinde daha az olmuştur. Sır baraj yerindeki hidrolik kriko deneyleri gözönüne alındığında deformasyon modülünün $10\ 858\ \text{kgf/cm}^2$ den $150\ 111\ \text{kgf/cm}^2$ 'ye, elastisite modülünün ise $66\ 846\ \text{kgf/cm}^2$ 'den $1\ 711\ 267\ \text{kgf/cm}^2$ 'ye varan değişimler gösterdiği görülmüştür. Diğer bir deyişle, maksimum modül/minimum modül oranı deformasyon modülü için 13.82, elastisite modülü için 25.60 olmuştur. Bu oran Düzkesme baraj yerinde deformasyon modülü için $396\ 126/48\ 893 = 8.10$, elastisite modülü için $2\ 139\ 084/159\ 931 = 13.38$ olmuştur. Aynı durum, yatay ve düşey deney sonuçları kendi içinde değerlendirildiği zaman da gözlenmiştir. Sır baraj yeri, hem yatay hem düşey deneylerde, ve hem deformasyon modülü hem de elastisite modülünde Düzkesme baraj yerine göre daha yüksek başlık değerleri oranı (sağ başlık modül değeri/sol başlık modül değeri veya, tavan başlık modül değeri/tabana başlık modül değeri) ortalamaları vermiştir. Öte yandan, yatay ve düşey deneyler karşılaştırıldığında düşey deneyler için elde edilen başlık değerleri oranı ortalaması yatay deneyler için elde edilenden fazla olmuştur.

5. GOODMAN JACK DENEYİ

Goodman Jack deneyi FJ5 büyük yassı veren deney lokasyonunda (Sır baraj yeri, galeri LA-104) yapılmıştır. Deney, yassı-veren düzlemine paralel olarak (60° eğimle) delinen iki delikte üç değişik seviyede yapılmıştır. Üst iki seviye öyle seçilmiştir ki Goodman Jack'ın iki LVDT sinden (deplasman ölçer) biri yassı verenin üst veya alt deformasyon ölçerleri ile yaklaşık aynı hizaya gelmiştir. Ayrıca, alet deliğe yassı verenin yüklendiği yönden yük vermek üzere yerleştirilmiştir. Goodman Jack'ın sağlam kaya için olan modeli kullanılarak $500\ \text{kgf/cm}^2$ lik basınca kadar çıkılmıştır.

Tablo 5. Hidrolik krikö deney sonuçları (Danaoğlu, 1983)

Deney No	Yatay Deney					Düşey Deney				
	Maks. Basınç (kgf/cm ²)	Deformasyon Mod. (kgf/cm ²)		Elastisite Mod. (kgf/cm ²)		Maks Basınç (kgf/cm ²)	Deformasyon Mod. (kgf/cm ²)		Elastisite Mod. (kgf/cm ²)	
		Sol Başlık	Sağ Başlık	Sol Başlık	Sağ Başlık		Tavan Başlık	Taban Başlık	Tavan Başlık	Taban Başlık
HJ1	60	62 455	126 760	171 126	570 424	60	52 816	62 683	488 933	67 108
HJ2	60(*)	31 341	62 303	125 828	641 725	60	98 917	43 433	633 802	97 231
HJ3	75	25 959	55 996	891 285	209 714	75	10 858	64 430	66 846	190 989
HJ4	60	71 902	59 834	285 211	342 253	60	44 797	114 084	611 167	611 167
HJ5	60	62 455	150 111	388 924	1711 267	60	34 641	51 856	438 786	488 933
HJ6	75	396 126	230 009	1 527 917	2139 084	60	74 402	81 878	380 281	855 633
HJ7	75	106 954	157 285	534 771	521 727	60	154 168	109 696	1555 697	372 014
HJ8	60	77 084	70 713	388 924	186 007	60	54 848	48 893	534 771	159 931
HJ9	60	78 140	81 102	1 222 334	814 889	75	66 846	76 395	267 385	267 385

(*) Sağ başlık için 45 kgf/cm² olmuştur.

Deney verileri Hustrulid (1976) tarafından önerilen düzeltme faktörü göz önüne alınarak değerlendirilmiş olup hesaplanan deformasyon modül değerleri Tablo 6'da verilmiştir. Delikler arası mesafe yaklaşık 2m olmasına rağmen 1. seviyede yakın LVDT modül değeri 2. delik için 1. deliğin yaklaşık 5 katı olmuştur. Bunu 1. deliğe çok yakın olan ve galeri tabanında izlenen tabakalanma düzlemine bağlamak olasıdır.

6. SONUÇLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Yalnız bir lokasyonda yapılan Goodman Jack deneyi sayılmazsa Sır ve Düzkesme baraj yerlerinde yapılan kaya kütlesinin deformabilitesinin tayinine yönelik çalışmaları büyük yassı-veren ve hidrolik kriko deneyleri bakımından değerlendirmek gerekir.

Genelde, büyük yassı-veren ve hidrolik kriko deneyleri deformasyon modülünün alt ve üst sınırları bakımından hem Sır hem de Düzkesme baraj yeri için uyumlu sonuçlar vermiştir. Aynı uyum elastisite modülü değerlerinin alt sınırı için de görülmüş, ancak üst sınırlar için görülmemiş ve hidrolik kriko deneyi daha yüksek değerler vermiştir. Diğer bir deyişle elastisite modülündeki değişik büyük yassı-veren deneylerinde Sır baraj yeri için $29\ 600\text{ kgf/cm}^2$ ile $258\ 800\text{ kgf/cm}^2$ arasında, Düzkesme baraj yerinde $118\ 000\text{ kgf/cm}^2$ ile $532\ 750\text{ kgf/cm}^2$ arasında olurken, hidrolik kriko deneylerinde Sır baraj yeri için $66\ 846\text{ kgf/cm}^2$ ile $1\ 711\ 267\text{ kgf/cm}^2$ arasında, Düzkesme baraj yerinde $159\ 931\text{ kgf/cm}^2$ ile $2\ 139\ 084\text{ kgf/cm}^2$ arasında olmuştur.

Büyük yassı veren ve hidrolik kriko deney sonuçlarını lokasyon bazında karşılaştırmak için bu deneylerden birbirine yakın lokasyonlarda yapılan beş tanesi göz önüne alınmış ve sonuçlar Tablo 7'de verilmiştir. Sonuçların oldukça tutarlı olduğunu söylemek mümkündür. Özellikle ortalama değerler göz önüne alındığında FJ7 ile HJ2'nin ve FJ5 ile HJ3 ün birbirine çok yakın sonuçlar verdiği görülmektedir. Öte yandan, FJ8 ile HJ8 dışındaki karşılaştırmalarda büyük yassı-veren deneylerinin hidrolik kriko deneylerinden daha küçük modül değerleri verdiği görülmektedir.

Uygulanan maksimum basınç daha yüksek olmasına rağmen Goodman Jack deneyi aynı lokasyonda yapılan FJ5 büyük yassı-veren deneyi ile bir

Tablo 6. Goodman Jack deney sonuçları

	Deformasyon modülü (kgf/cm ²)					
	Delik 1			Delik 2		
	Seviye			Seviye		
	1	2	3	1	2	3
Yakın LVDT	24 050	62 050	86 100	116 050	206 100	177 950
Uzak LVDT	58 000	70 250	444 850	74 150	160 300	133 450
Ortalama	41 025	66 150	265 475	95 100	183 200	155 700

Not: a) Seviye 1 de yakın LVDT yassı-verenin üstteki deformasyon ölçerleri ile aynı hizadadır.

b) Seviye 2 de yakın LVDT yassı-verenin alt ve üst deformasyon ölçerlerinin ortası hizadadır.

c) Seviye 2 de uzak LVDT yassı-verenin dipteki deformasyon ölçerleri ile kabaca aynı hizadadır.

d) Seviye 3 de uzak LVDT su içindedir.

Tablo 7. Büyük yassı-veren ve hidrolik kriko deney sonuçlarının lokasyon bazında karşılaştırılması

Deney No (Maksimum basınç) kgf/cm ²	Deformasyon Modülü (kgf/cm ²)					
	Büyük Yassı Veren Deneyi		Hidrolik Kriko Deneyi			
	1 ve 2 No.lu Deformas. Ölçerler	3 ve 4 No.lu Deformas. Ölçerler	Yatay-Sol Başlık	Yatay-Sağ Başlık	Düşey-Tavan	Düşey-Taban
FJ3(70)-HJ4(60)	29 800	53 625	71 902	59 834	44 797	114 084
	Ortalama: 41 713		Ortalama: 72 654			
FJ7(50)-HJ2(60)	37 400	79 600	31 341	62 303	98 917	43 433
	Ortalama: 58 500		Ortalama: 58 999			
FJ5(50)-HJ3(75)	21 625	39 025	25 959	55 996	10 858	64 430
	Ortalama: 30 325		Ortalama: 39 310			
FJ9(60)-HJ6(75)	130 400	159 600	396 126	230 009	74 402	81 878
	Ortalama: 145 000		Ortalama: 195 604			
FJ8(50)-HJ8(60)	100 175	153 650	77 084	70 713	54 848	48 893
	Ortalama: 126 913		Ortalama: 62 885			

karşılaştırma yapmak gerekirse ilkinin daha yüksek modül değerleri verdiği görülür. Yalnız 1 no.lu delikte 1. seviyede yakın LVDT için elde edilen $24\ 050\ \text{kgf/cm}^2$ lik modül değeri (Tablo 6), büyük yassı-verenin aynı hizaya gelen 1 ve 2 no.lu deformasyon ölçerlerinin verdiği ortalama modül olan $21\ 625\ \text{kgf/cm}^2$ 'lik değere çok yakındır.

7. SONUÇLAR

Ülkemizde ilk kez Sır ve Düzkesme baraj yerlerinde uygulanan büyük yassı-veren deneylerine ilişkin olarak edinilen deneyimleri şöyle özetlemek mümkündür.

- a) Bu deneyin uygulaması, özellikle deney yarığının açılması, Sır ve Düzkesme baraj yerlerindeki gibi, sert, aşındırıcı ve kırıklı formasyonlarda büyük pratik zorluklar içerir.
- b) Deneyin aksamaması için, yarık açma amacıyla oluşturulan 17cm çapındaki orta deliğin betonla doldurulması gerekir. Bu ise yassı-verenin tekrar kullanmak üzere deney sonu yerinde sökülmesini engeller. Yani her deney için bir yassı-verene ihtiyaç vardır.
- c) Modül hesaplamalarında kullanılan LFJ katsayısı K'nın alacağı değer, birçok faktörün yanında, yassı-veren düzleminde meydana gelen çatlağın derinliğine bağlıdır. Çatlak yüzeyde görünse bile derinliğini tesbit etmek zor olduğundan tahmin edilmesi gerekmektedir.

Bütün bu olumsuz yönlerine rağmen büyük yassı-veren tekniği, kaya kütlesi deformabilite modülünün birden fazla yöntemle tayini gerektiğinde başvurulacak yöntemlerden biri olarak önerilir.

Sır ve Düzkesme baraj yerlerinde yapılan büyük yassı-veren ve hidrolik kriko deneyleri birbiriyle uyum içinde olan modül değerleri vermiştir. Bu uyum deformasyon modülü için elastisite modülüne göre-daha fazla olmuştur.

TEŞEKKÜR

Bu yazıya konu olan çalışmalar E.İ.E. İdaresi ve D.S.İ. Genel Müdürlüklerinin sağladığı olanak ve yardımlarla gerçekleşmiş olup, her iki kuruluşun yetkililerine de şükranlarımızı sunarız.

KAYNAKLAR

DANAOĞLU, N. (1983): Kişisel görüşme.

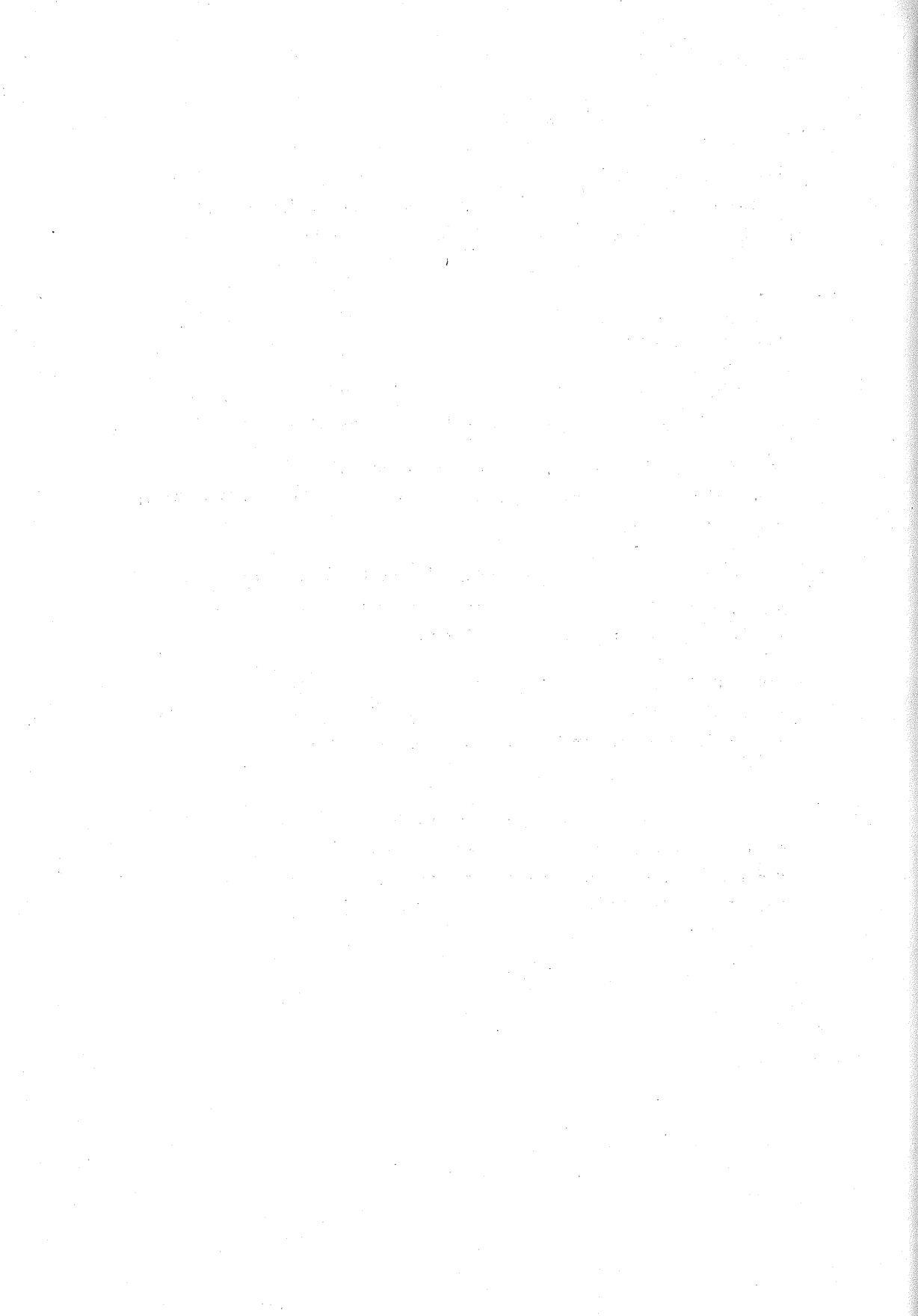
HUSTRULID, W.A. (1976): An Analysis of the Goodman Jack, Proc. of the 17th Symp. Rock Mech., Snowbird, Utah, pp. 4B10-1-4B-10-8.

LOUREIRO-PINTO, J. (1981): Determination of the Deformability Modulus of Weak Rock Masses, Proc. of the Intn. Symp. on Weak Rock, Tokyo, Vol.1, pp. 447-452.

ÖZGENOĞLU, A., ve diğerleri (1982): Sır ve Düzkesme Baraj Yerleri Kaya Mekanığı İncelemeleri (Nihai Rapor) ODTÜ- Maden ve Petrol Müh. Araştırma Merkezi, Ankara, 104 s.

PAŞAMEHMETOĞLU, A.G. ve diğerleri (1983): Sır (K.Maraş) Baraj Sahasında Yapılan Kesme Deneyleri, Türkiye Madencilik Bilimsel ve Teknik 8. Kongresi, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, Ankara, s. 379-391.

ROCHA, M. ve SILVA, J.R. (1970): A New Method for the Determination of Deformability in Rock Masses, Proc. of the Second Congress of the Intn. Society for Rock Mechanics, Beograd, Vol. I, pp. 423-437.



KOHEZYONSUZ GRANÜLER MALZEMELERİN TEK EKSENLİ SIKIŞMASI

The One-Dimensional Compression of Cohesionless Granular Materials

Gürel ŞENYUR*

Tacettin ATAMAN**

ÖZET

Madencilikte dolgu malzemesi olarak kullanılan kohezyonsuz granüler malzemelerin tek eksenli sıkışmada basınç-oturma birim deformasyonu ilişkileri incelenmiştir.

Laboratuvarda çelik silindirler içerisinde sıkıştırılan deney malzemeleri, Zonguldak' tan getirilen ve belirli bir elek açıklığı altına kırılan ocak artığı (kumtaşı), ince lavuar artığı (silttaşı) ve Çatalağzı Termik Santralı (Çates) külleri kullanılarak hazırlanmıştır. Kuru ve gevrek olarak deneye başlatılan malzemelerde artan düşey yüke karşılık düşey oturma kaydedilen parametrelerdir.

Sıkışma ile malzemede yapısal değişiklik olduğu ve bu yapısal değişikliğin üç aşamada gerçekleştiği izlenmiştir. Her aşama için en uygun basınç-oturma birim deformasyonu ilişkilerini veren matematiksel ifadeler verilmiştir. Bu ifadeler, ilk aşama için Liberman ve Mal'kova'nın eksponensiyel fonksiyonu, ikinci aşama için basit üssel fonksiyon ve son aşama için hiperbolik bir fonksiyondur.

ABSTRACT

The stress-strain relationship in compression of cohesionless granular materials which are used as filling in mining are investigated.

The test materials which are compressed in steel cylinders in laboratory are prepared from mine waste (sandstone) crushed and sieved under a certain size, fine coal washery rejects and fly ash of Çatalağzı Thermal Power Plant which have been brought from Zonguldak. The materials are initiated in testing in dry and loose state and the both the axial load and corresponding axial strain are recorded

It has been observed that the material change its nature during compression and this event develops in three stages. The mathematical expressions which best define the axial stress-strain relationship in

* H.Ü. Maden Müh. Böl., ANKARA

** Demir Export Şti., ANKARA

each stage are introduced. These expressions are for the first stage, the expression given by Liberman and Mal'kova and for the second stage a simple power function and for the third stage a simple hyperbolic function.

1. GİRİŞ

Yeraltı madenciliğinin çalışma alanının büyük bir kısmının yeraltında derinliklerde yapılan dolgularda, dolgu malzemesinin yerinde sıkışmasının tek eksenli sıkışma şekline büyük bir uyumluluk gösterdiği bulunmuştur. (Corson and Wayment, 1967). Ancak, literatürde tek eksenli sıkışmada granüler malzemenin yapısı ve özelliğine göre davranışı incelenmediği gibi, düşey basınç-oturma birim deformasyonu ilişkisi için farklı matematiksel ifadeler verilmiştir.

Çalışmaya test sisteminin geliştirilmesi ve belirli bir kriter bulunması ile başlanılmıştır. Genellikle madencilik çalışmalarının çoğunlukla yapıldığı 0-800 m derinlikler arasında düşey basınç değerleri olan 0 ile 200 kgf/cm² arasında dolgu malzemesi sıkışması incelenmiştir. Fakat kuramsal açıdan daha geniş bir boyut kazanmak ve granüler malzemelerin sıkışmaları konusunda daha geniş bilgi edinmek amacı ile $\sigma_v = 2000 \text{ kgf/cm}^2$ değerlerine kadar ulaşan düşey basınçlar altında bir seri deney yapılmıştır.

2. GRANÜLER MALZEMELERİN SIKIŞMASI

2.1. Sıkışmanın Mekanizması

Genel olarak granüler malzemelerin sıkışmasında iki mekanizma vardır (Lambe and Whitman, 1969); tanelerin elastik sıkışması ve ezilip kırılması ve yine tanelerin birbirlerine göre kayma ve yuvarlanma şeklindeki rölatif hareketleri. Doğal olarak, her bir tane kontakt kuvvetlerinin etkisi ile deforme olacaktır ve bu deformasyon taneler arasındaki temas yüzeyini artıracaktır. Bu deformasyonlar belirli bir noktaya kadar elastiktir. Kuvvet kaldırılınca malzemenin elastik kabarması olarak geri döner. Kontakt noktasında kuvvet direnci aştığı zaman, taneler birbirlerine göre rölatif kayma ve dönme hareketleri yaparlar. Deneyler göstermiştir ki, tanelerarası kayma ve rölatif hareket bütün deformasyonun çok büyük bölümünü kapsamaktadır. Bu rölatif hareket ile oluşan deformasyon geri dönmeyen (irrecoverable) deformasyondur. O halde, sıkıştırılan bir granüler malzemenin artan gerilme ile oluşan artan birim deformasyonu ($\Delta\epsilon$) iki bileşene sahiptir; elastik bileşen ($\Delta\epsilon_e$) ve büyük paya sahip geri dönmeyen (plastik) bileşen ($\Delta\epsilon_p$)

$$\Delta \varepsilon = \Delta \varepsilon_e + \Delta \varepsilon_p \quad (1)$$

2.2. Basınç-Birim Deformasyon İlişkisi

Kohezyonsuz granüler malzemelerin tek eksenli sıkışmaları eğrisel basınç-birim deformasyon ilişkisi verir.

Pariseu (1978) basınç-birim deformasyon için aşağıdaki ilişkiyi vermiştir;

$$\sigma = a\varepsilon + b\varepsilon^2 \quad (2)$$

Burada, ε , eksenel birim deformasyon, σ , eksenel basınçtır.

Jacobi (1960), dolgu üzerindeki basınç farkını ordinata logaritmik ölçekte, ve buna tekabül eden birim kısalmayı apsise aritmetik ölçekte çizmiştir. Dolgunun davranışını iki aşamada açıklamıştır. İlk aşama $p = p_v$ basınç seviyesinde ve k_v konverjansı (sıkışma) ile tamamlanmaktadır. İkinci aşamada, pekleşen dolgu malzemesinin $(p-p_v)$ basınç farkı ile sıkışması (k),

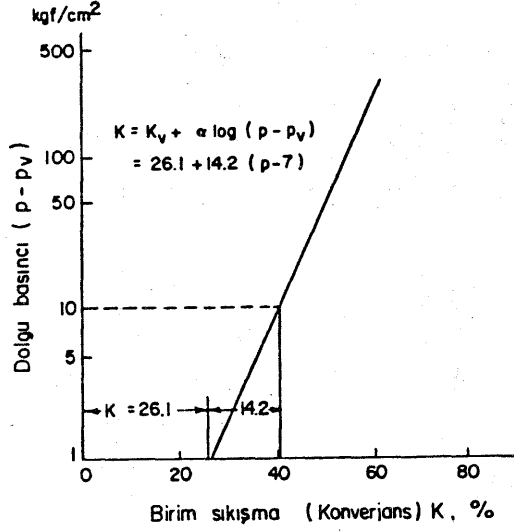
$$k = k_v + \infty \log (p-p_v) \quad (3)$$

ifadesi ile verilmektedir. Burada, k yüzde cinsinden toplam konverjans (birim sıkışma) ve ∞ basınç-birim deformasyon doğrusunun eğimidir (Şekil 1).

Liberman ve Mal'kova (1978) dolgu malzemeleri için basınç-birim deformasyon ilişkisini aşağıdaki şekilde vermişlerdir;

$$\varepsilon = n_A \left[1 - e^{-\left(\frac{\sigma_v}{\sigma_o}\right)^N} \right] \quad (4)$$

Burada, ε eksenel birim-deformasyon (sıkışma), n_A yüzde cinsinden sıkışma öncesi başlangıç boşluk hacmi, $(\varepsilon \leq n_A)$, σ_o ve N katsayılar ve σ_v düşey basınç gerilmesidir. Evvelce yapılan çalışmalardan $0 \leq N \leq 1$ olduğu görülmüştür.



Şekil 1. Dr. Jacobi tarafından verilen yük-deformasyon ilişkisi.

3. DENEY SİSTEMİ

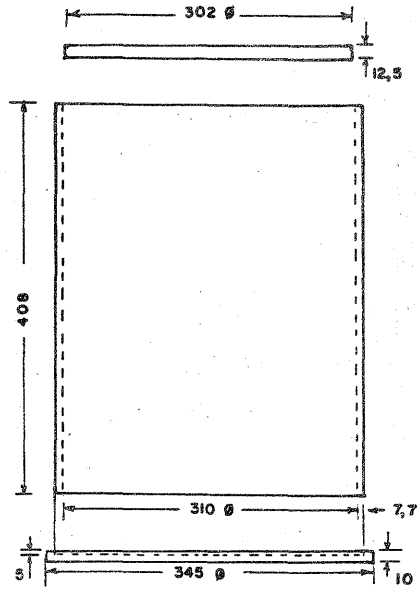
Laboratuvarıda yapılan basınç deneylerinde ince cidarlı boş bir silindir içine konmuş denenecek malzeme, hidrolik pres altında basınç deneyine tabi tutulmuştur.

Kullanılan deney silindirleri çelik borulardan imal edilmiştir. Deney kabı üç parçadan oluşmaktadır; silindir gövde ve bu gövdenin sıkıca oturması için oyulmuş bir altlık ve basınç kapağı (disk) (Şekil 2).

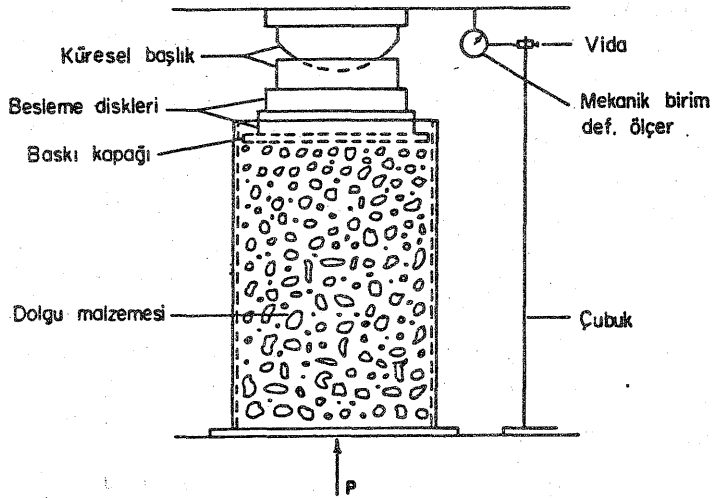
Bilindiği gibi tek eksenli sıkışmada, yanal deformasyon sıfırdır ($\epsilon_y = 0$). Test silindirlerinin gövdeleri iç yanal basınç ile bir miktar esnemektedir. Ancak, test silindirinin et kalınlığı bu esnemeyi Hendron (1963) tarafından verilen sınır (1×10^{-3}) içerisinde kalacak şekilde seçilmiştir ve tamamiyle orantılılık sınırı içindedir.

Deneylerde iç çapları $D = 7$ cm'ye kadar değişen 9 adet silindir kullanılmıştır. Deneyde, düşey deformasyon, deformasyon ölçer saat (dial; gauge) ile okunur. Dolgudaki çökmeyi karşılamak üzere besleme diskleri ve en üstte küresel başlık kullanılmaktadır. (Şekil 3). Deney malzemesi "p" yükü altında Δh kadar esner. $s = \Delta h / h$ (h malzemenin deneye başlarken silindir

içindeki yüksekliği 9, basınç altındaki malzemenin deformasyonu olup, çeşitli p değerlerine tekabül eden S değeri ile P değeri veya o basınç gerilmesi absis ve ordinat alındığında malzemenin basılabilirlik eğrisi ortaya çıkar



Şekil 2. III nolu test kabı (ölçüler mm cinsidir)



Şekil 3. Laboratuzarda yapılan tek eksenli sıkıştırma deneyinin şematik görünüşü.

4. YAPILAN DENEYLER

Zonguldak'tan getirilen malzemeden pnömatik dolgu deney malzemeleri (kohezyonsuz granüler malzeme) hazırlanırken kırma, karıştırma, tane boyu analizi, birim hacim ağırlık, boşluk hacmi tayini ASTM standartlarına göre yapılır.

Deneyler iki aşamada yapılmıştır. İlk aşama deneyleri deney malzemesinin cinsine göre deney kabının geometrisinin tayinini kapsamaktadır. Çünkü yapılan literatür araştırmasında yeterli bir kıstas bulunamamıştır. Bu nedenle en büyük tane boyu $d_{\max} \approx 2$ cm olan bir model dolgu malzemesi (Ataman, 1964) ile $D \approx 10$ cm (1. grup), $D \approx 20$ cm (2. grup), $D \approx 30$ cm (3. grup) ve $D \approx 38$ cm (4. grup) iç çaplı silindirlerde $\sigma_v = 200$ kgf/cm² düşey basınç gerilmesine kadar 4 grup sıkıştırma deneyleri yapılmıştır.

İkinci aşama deneyleri tane boyu dağılımı sistematik olarak değiştirilen karışımlarla yapılan deneylerdir. Üniform derecelenmeden, iyi derecelenme ve kesikli derecelenmeye kadar değişen dağılımlara sahip malzemelerin görelî davranışları incelenmiştir. Aşağıdaki ikili karışımlar hazırlanıp 0-200 kgf/cm² basınç gerilmesi marjında uygun silindirlerde sıkıştırılmıştır.

3/4" altı kırılmış kumtaşı ve 18 meş altı ince kırılmış siltaşı ile karışımları

3/4" altı kırılmış kumtaşı ve Çates külü ile karışımları

1¹/₈" altı kırılmış kumtaşı ve Çates külü ile karışımları

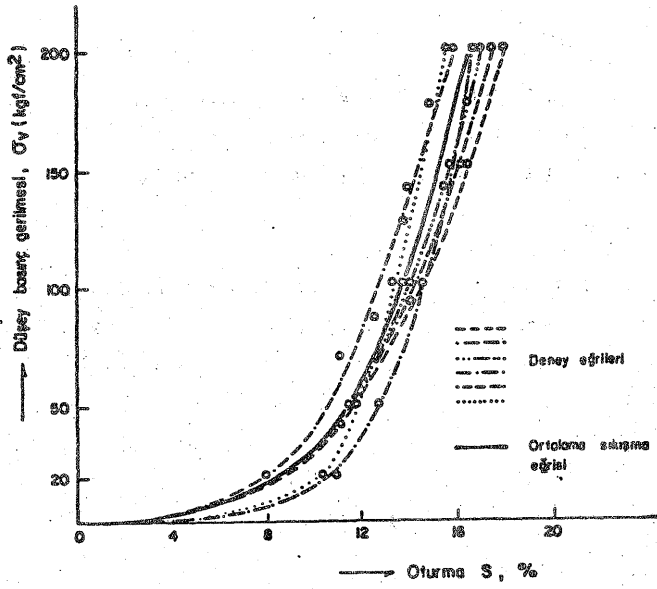
1¹/₂" altı kırılmış kumtaşı ve Çates külü ile karışımları

Çıkılabilen yüksek basınç değerine ($\sigma_v = 2000$ kgf/cm²) kadar, 3/16" altı kırılmış kumtaşı ve Çates külü karışımları ile bir seri deney yapılmıştır.

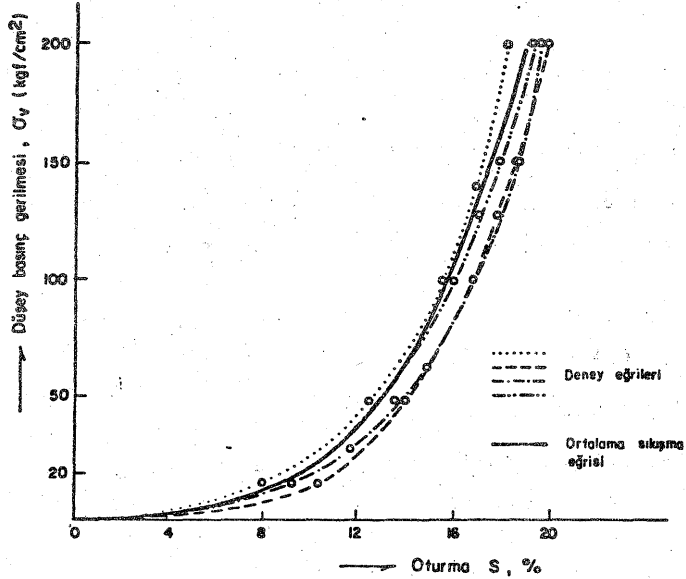
5. DENEY SONUÇLARI

5.1, Model Dolgu Malzemesi Deneyleri

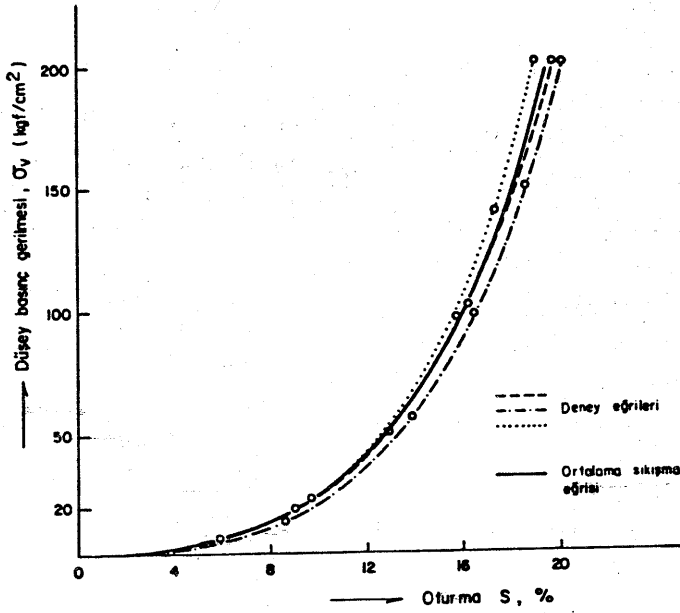
Dört grupta yapılan deneylerde elde edilen sıkışabilirlik eğrileri şekil 4,5,6, ve 7'de verilmiştir.



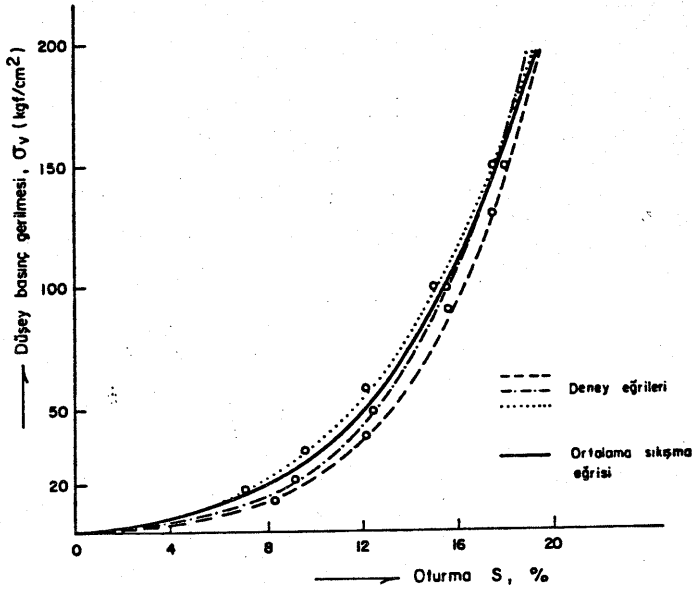
Şekil 4. Madel dolgu karışımı ile I nolu silindirde ($D=10$ cm) yapılan sıkışabilirlik deneyleri eğrileri.



Şekil 5. Madel dolgu karışımı ile V nolu ($D=18,5$ cm) ve II nolu ($D=20$ cm) silindirlerde yapılan sıkışabilirlik deneyleri eğrileri.



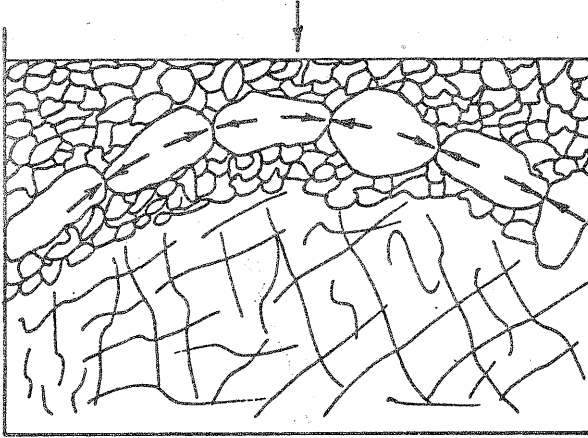
Şekil 6. Model dolgu karışımı ile III. nolu (D=31 cm) ve VI. nolu (D=30 cm) silindirlerde yapılan sıkışabilirlik deneyleri eğrileri.



Şekil 7. Madel dolgu karışımı ile IV no.lu (D=36 cm) ve VII no.lu (D=39 cm) silindirlerde yapılan sıkışabilirlik deneyleri eğrileri.

Bütün sıkışabilirlik deneylerinin ($\sigma_v \rightarrow S$) verileri Liberman ve Mal'kova tarafından verilen $S = n_A [1 - e^{-(\sigma_v/\sigma_0)^N}]$ eşitliği ile çizilen eğri ile çok büyük uyum sağlamaktadır (determinasyon katsayıları $r^2 \geq 0,99$). N parametresi için $0,4 \leq N \leq 1$ genel sonucu izlenmektedir.

Gözlemsel olarak dar çaplı silindire ($D = 10$ cm) malzemenin daha gevşek yerleştiği halde daha az sıkıştığı izlenmiştir. Sıkışan dolgu malzemesi incelendiğinde üst kısmında bir kemer teşekkül ettiği izlenmiştir (Şekil 8). Bu kemer basıncın dağılımını engelleyen bir tampon gibi davranmakta ve basıncın alta intikalini önlemektedir. 2. grup silindirlerde ($D = 18,5$ cm ve $D = 20,7$ cm) bu olay kaybolmaktadır. Gruplar arasındaki farkın önemi istatistik yöntemleri ile kontrol edilmiştir. Her grupta deneylerin verilerinden geçen en uygun eğri ve denklemi (Liberman ve Mal'kova)



Ölçek: 1/1

Şekil 8. Dar çaplı silindirin üst kısmında oluyan kemerleşme.

regresyon yöntemi ile bulunmuş ve korelasyon katsayısı (r) hesaplanmıştır. Grupların regresyon eğrilerinin korelasyon katsayıları (r) arasındaki farkın önemi ve ayrıca bir basınç gerilmesi seviyesinde ($\sigma_v = 200$ kgf/cm²) gruplardaki ortalama oturma, S , değerleri arasındaki farkın önemi (Kutsal ve Muluk, 1978) kontrol edilmiştir. Sonuç olarak, 2, 3, 4'cü grupların deney

sonuçlarında gruplararası fark önemsiz olarak bulunmuştur. O halde, D 0 20 cm silindir çapından sonra model dolgu malzemesi için (maksimum tane boyu d_{max} 2 cm) deneylerin farklılık göstermediği sonucuna ulaşılmıştır.

Sıkıştırmanın silindir geometrisinden diğer bir anlatımla çap etkisinden bağımsız olması için iki kriter kullanılmalıdır;

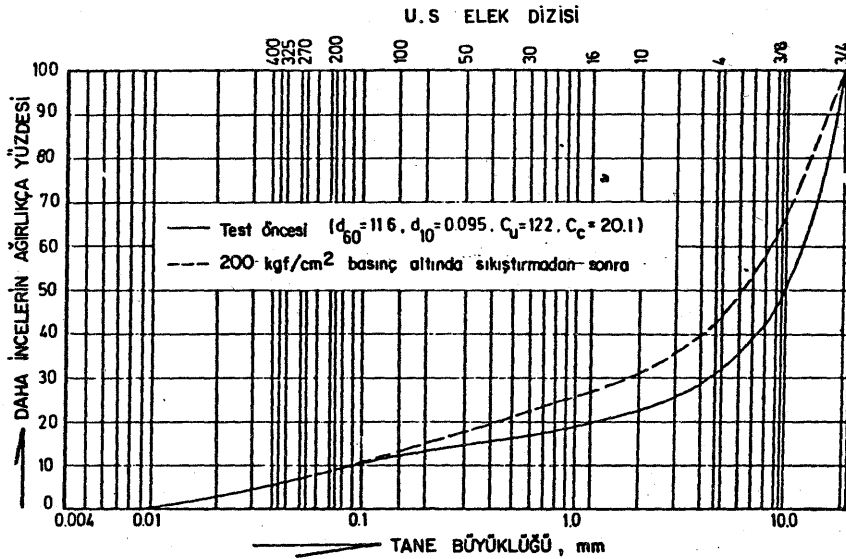
a) Literatürde araştırmacıların üzerinde durduğu yükseklik ve çap oranı (H/D 2' den küçük olmalıdır. Yani silindir içinde dolgu malzemesi yüksekliği 40 cm ise, silindir çapı en az 20 cm olmalıdır.

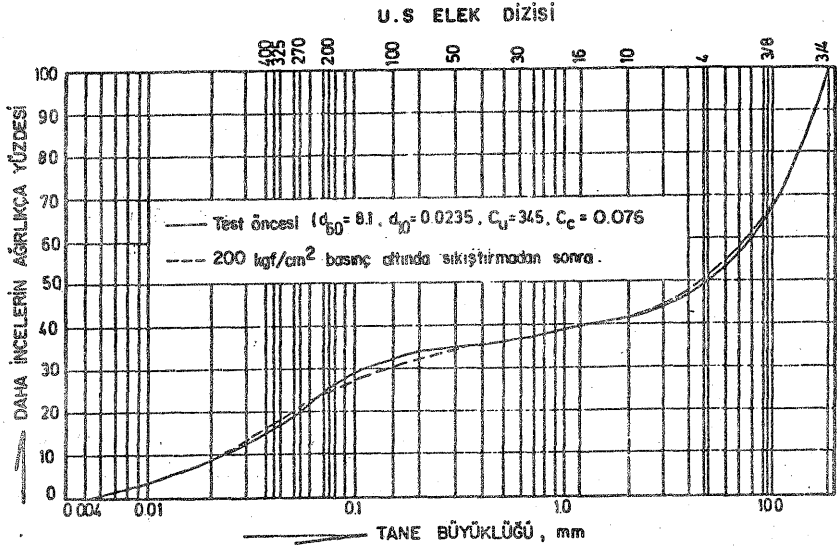
b) Ancak bir silindire doldurulan malzemenin tane büyüklüğünü de düşünmek gerekir. Bu çalışmada elde edilen sonuçlara göre, silindir çapı dolgu malzemesinin en iri tane boyunun (d_{max}) 8 ilâ 10 katı olduğu zaman çap etkisi ihmal edilebilecek düzeye inmektedir.

5.2.Sistematik Dolgu Karışımları ile Yapılan Sıkışabilirlik Deneyleri

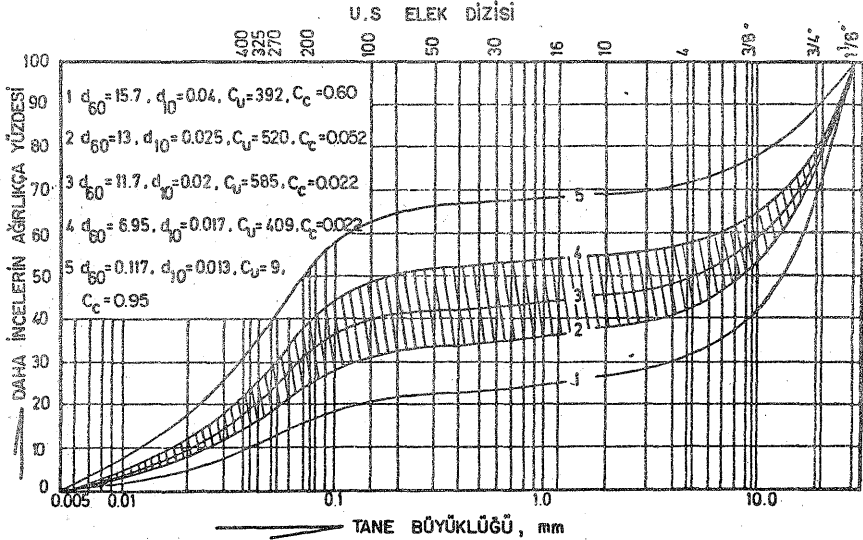
Model dolgu malzemesi ile sıkıştırma deneylerinin genel karakterleri incelen-dikten sonra ikinci aşama deneylerine geçilmiştir.

Deney malzemelerinin bir kısmının tane boyu dağılımları Şekil 9, 10, 11 ve 12 de verilmiştir.



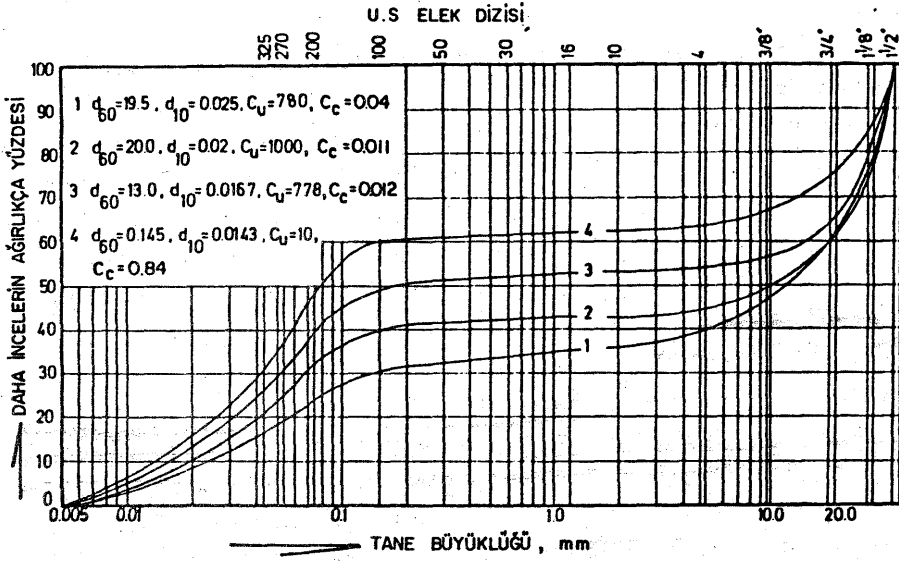


Şekil 10. Karışım tane boyu dağılımı, -3/4" Kırılmış kumtaşı, 70%
 ağırlıkça Çates külü, 30% ağırlıkça



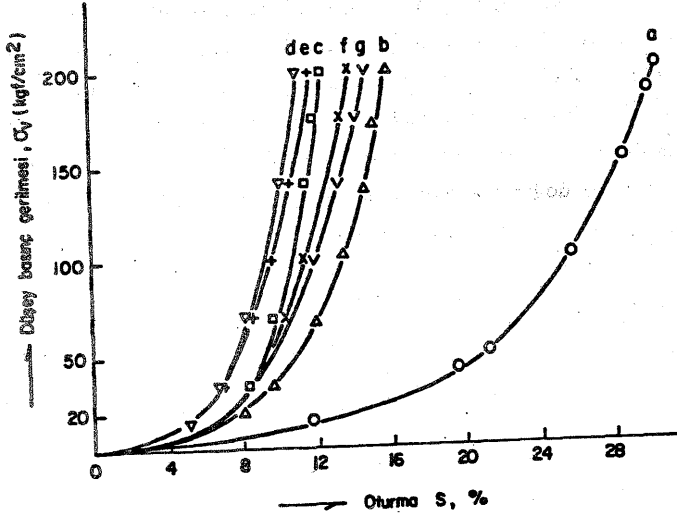
	Karışım				
	1	2	3	4	5
Kırılmış kumtaşı % ağırlıkça	80	70	60	50	35
Çates külü, % ağırlıkça	20	30	40	50	65

Şekil 11.- 1 1/8" kırılmış kumtaşı ve Çates külü karışımları tane büyüklüğü dağılımları.



	Karışım			
	1	2	3	4
Kırılmış kumtaşı, % ağırlıkça	70	60	50	40
Çates külü, % ağırlıkça	30	40	50	60

Şekil 12. -1 1/2" Kırılmış kumtaşı ve Çates külü karışımları tane büyüklüğe dağılımları.



Malzeme:	Karışım ağırlıkça %						
	a	b	c	d	e	f	g
-1 1/8" kırılmış Kumtaşı	100	80	70	60	50	35	20
Çates Külü	-	20	30	40	50	65	80

Şekil 13 1 1/8" altı kırılmış kumtaşı ve Çates külü karışımları ile yapılan sıkıştırma deneylerinden elde edilen sıkışabilirlik eğrileri.

Ayrıca bir seri deneyde $0 \leq \sigma_v \leq 200 \text{ kgf/cm}^2$ düşey basınç gerilmesi aralığında elde edilen sıkışabilirlik eğrileri şekil 13'de verilmiştir. Bu eğrilere Leberman ve Mal'kova'nın sıkışma fonksiyonu (eşitlik 4) çok iyi uyum sağlamaktadır (determinasyon katsayısı, $r^2 \geq 0,99$). Kurulmuş kumtaşı gibi en büyükleri çakıl boyutunda taneler içeren ve iyi derecelenmemiş ve üniform dağılıma yakın tane boyu dağılımı olan malzemelerde sıkışma esnasında kırıklanma çok olmakta ve sıkışmanın ilk safhasında fazla oturma göze çarpmaktadır (Şekil 9, Şekil 13). Ancak dağılım iyi derecelenmeye doğru gittikçe (Talbot dağılımına yaklaştıkça; Coates and Yu, 1969) ve ince aksam ($43 \mu\text{m}$ altı) ağırlıkça yüzde 10-15'i geçince malzeme az sıkışabilir nitelik kazanmaktadır. Özellikle ince aksam iri taneler arasını doldurarak doyma noktasına ulaşıldığında malzeme sanki boşlukları sıvı ile doldurulmuş gibi zor sıkışır nitelik kazanmaktadır. En büyükleri çakıl boyutunda taneler içeren granüler malzemelerin tane boyu dağılımları, ince aksam muhtevası ve tanelerin şekil ve sertliklerine bağlı olarak sıkıştırmada farklı davrandıkları izlenmektedir.

Diğer taraftan Jacobi'nin yarı logaritmik yaklaşımından esinlenerek aksenal basınç gerilmesi (σ_v) ve tekabül eden sıkışma, s , her ikisini de logaritmik ölekte alırsak Şekil 14'de görülen ilişki elde edilmektedir. En büyük tane boyu çakıl boyutunda olan iyi derecelenmemiş ve oldukça üniform tane boyu dağılımına sahip veya ince aksamı az ($-43 \mu\text{m}$ fraksiyonu ağırlıkça % 10-15'in altında) malzemelerde kritik bir düşey basınç gerilmesine kadar ($\sigma_{vk} = 60-100 \text{ kgf/cm}^2$) doğrusal ilişkiden sapma görülmektedir. Bu sapma malzemede ince aksam arttıkça azalmakta ve ince aksam doygun malzemede ilişki tamamıyla doğrusal olmaktadır. Ayrıca kritik basınç seviyesinden sonra bütün malzemelerde ilişki doğrusal olarak uzanmaktadır.

Lineer logritmik ilişki,

$$\log S = \log p + a \log \sigma_v \quad (5)$$

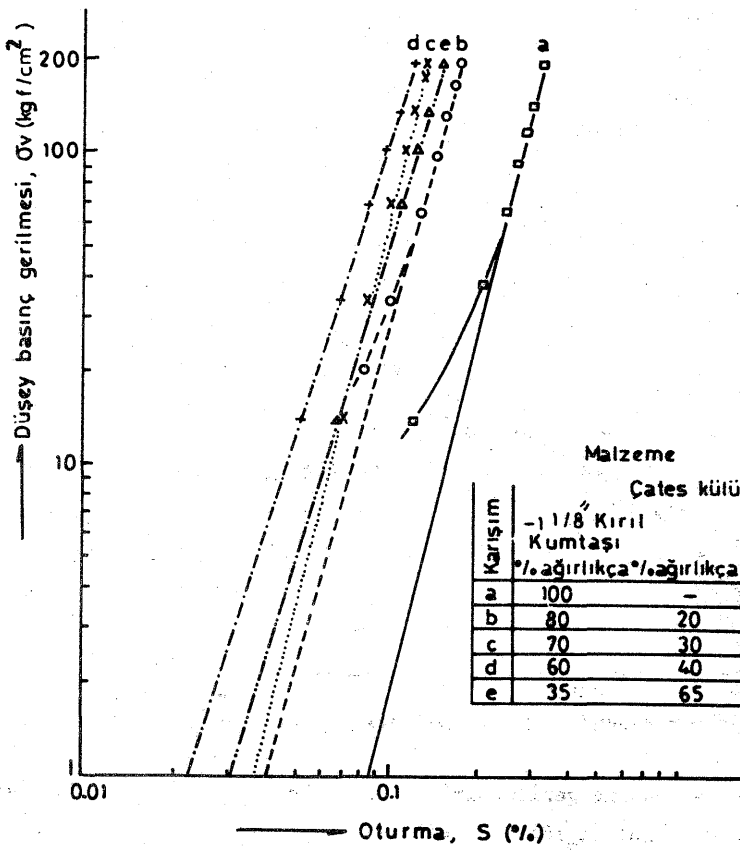
Burada, σ_v : Aksenal basınç gerilmesi (kgf/cm^2)

$\log p$: doğrunun intersepti

a : doğrunun eğimi

S : sıkışma yüzdesi'dir.

Yukarıdaki denklema sağdaki forma sokulabilir;



Şekil 14. -1 1/8" Kırılmış kumtaşı ve Çates külü karışımlarının sıkışabilirlik deneyleri sonuçlarının lagaritmik ölçekte çizimi

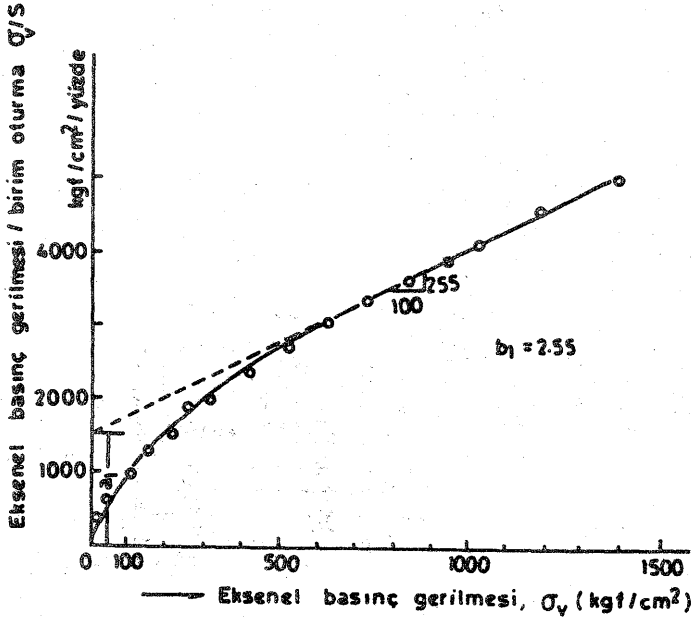
$$S = p (\sigma_v)^a \quad (6)$$

Buradaki p ve a (kuvvet faktörü) önerilen fonksiyonun parametreleri olmaktadır.

Önerilen fonksiyon (eşitlik 6) bütün deney verilerine uygulanmış ve $0 \leq \sigma_v \leq 200$ kgf/cm² aralığında Liberman ve Mal'kova'nın (eşitlik 4) fonksiyonu kadar iyi uyum sağladığı saptanmıştır. Ancak daha önce belirtildiği gibi bir kısım malzemede kritik basınç seviyesi,

σ_{Vk} ($\sigma_{Vk} = 60-100$ kgf/cm²) altında uyum sağlamamaktadır.

Diğer taraftan, 3/8" altı kırılmış kumtaşı ve Çates külü karışımları ile yapılan yüksek basınca çıkan deneylerde, örnek olarak Şekil 15'de görüldüğü üzere, (karışımda kırılmış k. taşı % ağırlıkça; Çates külü % 50



Şekil 15. Eksenel basınç gerilmesinin (σ_v), eksenel basınç gerilmesi/birim oturma oranı (σ_v/S) ile değişimi (sıkıştırılan karışım malzeme -3/8" kırılmış kumtaşı, 50 % ağırlıkça, Çates külü 50% ağırlıkça)

ağırlıkça) düşey basınç gerilmesi σ_v 'ye karşı çizilin σ_v/S oranı (S birim sıkışma) ilişkisi belirli bir basınç seviyesinden (örnekte takriben $\sigma_v = 750 \text{ kgf/cm}^2$) sonra doğrusal olarak uzanmaktadır. Bu durum bizi hiperbolik fonksiyona götürmektedir.

Bu ilişkiyidenklem halinde yazarsak;

$$\sigma_v/S = a_1 + b_1 \cdot \sigma_v \quad (7)$$

Burada, σ_v : Düşey basınç gerilmesi, kgf/cm^2

S : Yüzde cinsinden birim sıkışma

a_1, b_1 : Parametreler

Yukarıdaki doğrusal ilişki, düşey basınç gerilmesi, σ_v ve sıkışma, S arasında basit hiperbolik ilişkiye dönüştürülebilir.

$$S = \sigma_v / (a_1 + b_1 \cdot \sigma_v) \quad (8)$$

Malzeme sıkışma esnasında yapısal değişikliğe uğruyor. Bu değişiklik üç aşamada meydana gelmektedir (Şekil 16).

Birinci aşama, $0 \leq \sigma_v \leq \sigma_{vk}$ düşey basınç aralığındadır. (σ_{vk} : kritik basınç seviyesi). Başlangıçta taneler tamamıyla duraysızdır ve küçük basınç artışları büyük sıkışma meydana getirmektedir. Taneler arasında rölatif kayma ve yuvarlanma hareketleri hakimdir. Oluşan deformasyon geri dönmeyen deformasyondur. Özellikle kırılmış kumtaşı gibi en büyük tane boyu çakıl boyutunda olan oldukça üniform dağılmış ince aksamı az malzemelerde bu ilk aşama çok iyi izlenebilir. Tanelerin büyük hareketi, kırılma ve ince tane üretimi belirgin şekilde görülmektedir. Hızlı deformasyon, logaritmik basınç sıkışma ilişkisini eğrisel olarak yansıtmaktadır. (Şekil 14) Tanelerin kayma ve yerleşmesi, kırılma ile ince tane artışı, tanelerarası kontakt sayısı artıp malzeme pekleşinceye kadar devam eder. İlk aşama malzemenin cinsine göre $\sigma_{vk} = 60-100 \text{ kgf/cm}^2$ basınç seviyesinde sona erer ve malzeme yük taşıyabilme gücü kazanır.

İkinci aşama $\sigma_{vk} \leq \sigma_v \leq 500-750 \text{ kgf/cm}^2$ düşey basınç aralığındadır. İlk aşamada yük taşıyabilme niteliği kazanan malzeme yüke karşı direnmeye başlar. Deformasyon kısmen elâstiktir. Bu aşama düşey basınç-birim deformasyon sıkışabilirlik eğrisinin dik yükselen kısmı ile tanınır.

Üçüncü aşama, düşey basınç σ_v , $500-750 \text{ kgf/cm}^2$ değerlerini aştığı zaman görülür. Malzeme Kompakt bir kitle olarak düşünülebilir. Yüksek basınç farkı çok az deformasyon oluşturur ve deformasyon tanelerin bireysel hareketi değil de kitlenin hareketi olarak düşünülebilir.

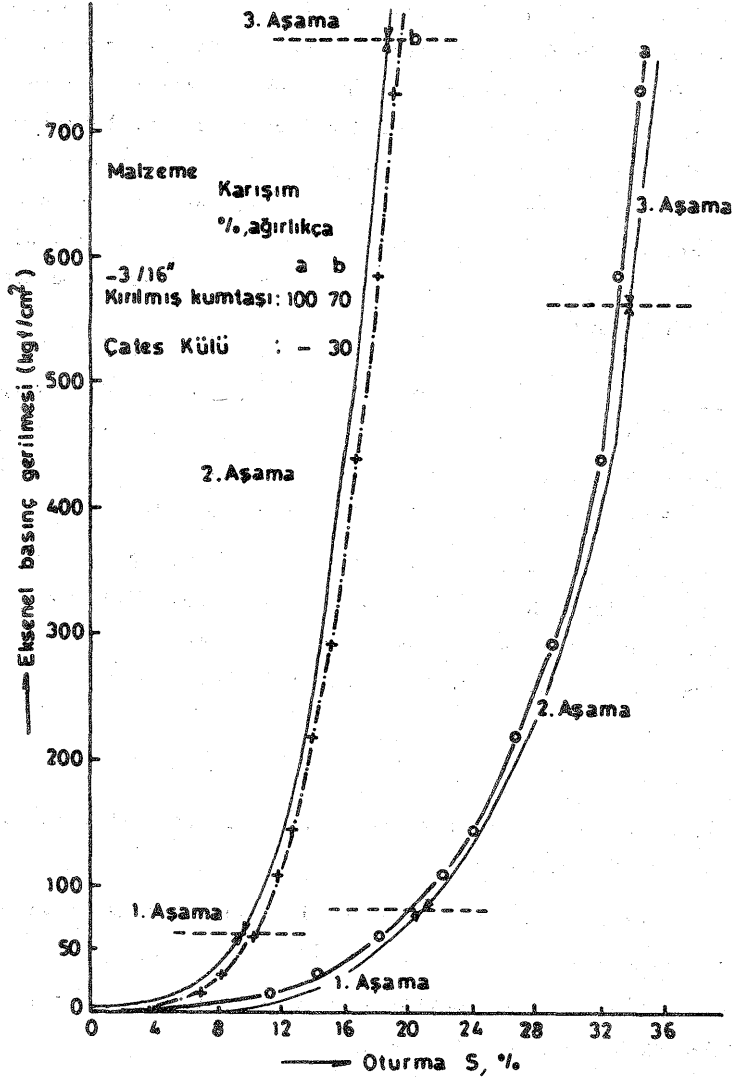
6. SONUÇ

1) İnce cidarlı silindirler teorisine göre geliştirilen deney sistemi yeterli sonuç vermiştir.

2) Sıkıştırılan granüler malzeme ile silindir arasındaki etkileşimi ihmal edilebilir düzeye indirebilmek için;

i) Dolgu (granüler malzeme) yüksekliği (H) / silindir çapı (D) oranı 2'den küçük olmalıdır ($H/D \leq 2$).

ii) Silindir çapı dolgu malzemesinin en iri tane boyunun (d_{max}) en az 8 ilâ 10 katı olmalıdır.



Şekil 16. Dolgu malzemelerinde sıkışmanın aşamaları

3) Kohezyonsuz granüler malzemeler, tane boyu dağılımları, ince aksamın niteliği, ve tanelerin yapısına göre farklı davranış gösteriyorlar. En büyük çakıl boyutunda tane içeren, oldukça üniform tane dağılımı olan ve az ince aksam içeren malzemeler çok sıkışmakta, iyi derecelenmiş ve ince tanelerde doygun malzeme görelî olarak çok daha az sıkışmaktadır.

4) Uygulamada, $0-200 \text{ kgf/cm}^2$ düşey basınç gerilmesi aralığında düşey basınç-birim deformasyon sıkışabilirlik ilişkisi en iyi uyumla Liberman ve Mal'kova tarafından verilen denklemle (eşitlik 4) ifade edilebilir.

5) Sıkışma ile granüler malzemenin yapısında değışiklik olmaktadır. Tek bir fonksiyon malzemenin bütün sıkışma safhalarını açıklayamamaktadır. Sıkışma üç aşamada oluşan bir olaydır. İlk aşama $0 \leq \sigma_v \leq 60-100 \text{ kgf/cm}^2$ düşey basınç (σ_v) aralığındadır ve deformasyonun büyük bölümü gerçekleşmektedir. Bu aralıkta düşey basınç-birim sıkışma ilişkisini en iyi belirleyen fonksiyon Liberman ve Mal'kova'nın sıkışma fonksiyonudur. İkinci aşama $60-100 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_v \leq 500-750 \text{ kgf/cm}^2$ düşey basınç (σ_v) aralığındadır. Yük taşıyabilme niteliği kazanan malzemenin bu aşamadaki sıkışmasında düşey basınç-birim sıkışma ilişkisini en iyi belirleyen fonksiyon bu çalışmada sunulan üstsel fonksiyondur (eşitlik 6). Düşey basınç gerilmesi (σ_v), $500-750 \text{ kgf/cm}^2$ değerlerini aştığı zaman sıkışmanın üçüncü aşamasına girilmektedir. Pekleşen malzemenin sıkışmasında düşey basınç-birim sıkışma ilişkisini en iyi belirleyen fonksiyon bu çalışmada sunulan hiperbolik fonksiyon (eşitlik 8) olmaktadır.

KAYNAKLAR

- ATAMAN, T., 1964, la Tenue Des Epontes d'une Taille Dynamique, en Considérant le Facteur Temps. La These Annexe de Doctorat, Faculte Palytechnique de Mons, Mons, Belgique.
- COATES, D.f. and YU, Y.S., 1969, "Analysis of Grading Effects on Hydroulic and Consolidated Fill", CIM Transactions, Vol. LXXII, pp. 36-41.
- CORSON, D.r. and WAYMENT, W.R., 1967, "Load-Displacement Measurements in a Deep Vein Mine. U.S.B.M., RI 7038.
- HENDRON, A.J., 1963, the Behaviour of Sand in One-Dimensional Compression, Ph. D. Thesis, University of Illionis, University Microfilms, Inc., Order No. 64-6076, Ann Arbor, Michigan.

- JACOBI, O., 1960, "Die Ableitung von Gesetzmäßigkeiten aus den Druck und Konvergenzmessungen im Blasversatz", Glückauf 96 s. 419-428.
- KUTSAL, A. ve MULUK, Z., 1978 "Uygulamalı Temel İstatistik" H.Ü. Fen Fakültesi Basımevi, Beytepe-Ankara.
- LAMBE, T.W. and WHITMAN, R.V., 1969, "Soil Mechanics" John Wiley and. Sons Inc., London.
- LIBERMAN, Y.M. and MAL'KOVA, K., 1978, "Influence of the Compaction Pattern of a Coal Seam Being Worked" Soviet Mining Sci. 14, No. 3, PP. 321-322.
- PARISEN, T.W., 1973, "Influence of Hydraulic Backfill on Closure and Pillar Stress in Narrow Cut and Fill Stopes" Proc. of 15 th Symposium on Rock Mech., pp. 23-35, New York.

KAYADA ANKRAJ KAZIKLARI

Socket Piles in Rocks

Turan DURGUNOĞLU *

ÖZET

Karakaya Demiryolu köprüsünde nehir içi kazıkları alüvyonda meydana gelebilecek oyulmalar ve deprem halinde meydana gelebilecek büyük eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri dolayısıyla eğilme rijitliği yüksek, büyük çaplı kazıklar olarak seçilmiş ve çekme ve kesme kuvvetlerine karşı belirli bir emniyeti sağlamak üzere taban kayaya $\varnothing$ 70 cm çaplı kazıklarla ankre edilmiştir. 6 No.lu ayak temel kazıklarının inşasında taban kaya şartları dolayısıyla karşılaşılan zorluklar dolayısıyla ankraj kazıklarının bazıları amprik bağıntılar kullanılarak belirlenen proje boylarından kısa olarak inşa edilmiştir.

Bu durumda, son beş sene içindeki dünya literatüründeki ölçüm sonuçları, iki kazık üzerinde yapılan çekme deneyi sonuçları ve presiometre deneyi ölçüm sonuçlarından zemin-taban kaya şartları değerlendirilerek kısa kalan ankraj boylarında çekmeye karşı gerekli emniyetin sağlandığı görülmüştür. Kayada ankraj kazıkları betonu çeper sürtünmeleri için bulunan bu sonuçlar, diğer bir deyişle hesaplanan değerlere nazaran ölçülen yüksek değerler son beş sene içindeki dünya literatüründe muhtelif yazarların da benzer sonuçlarla karşılaşması yönünden ilginç bir uygulama olmuştur.

ABSTRACT

The foundation piles in Karakaya railway bridge are constructed as large diameter cast-in-place piles socketed into the bedrock considering the possibility of scour in river alluvium and large bending moments and lateral forces during earthquakes. For this purpose $\varnothing$ 70 cm in diameter socket piles are constructed within the existing bedrock. During the construction of sixth pier piles, it was not possible to obtain socket lengths as high as in design values obtained based on empirical relations due to the special nature of bedrock formation.

*Boğaziçi Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İSTANBUL

Consequently, based on the results of similar investigations in the literature for the last five years and based on the results of two pull-out tests and various pressuremeter testings, the limit resistance between the bedrock and the pile concrete that may develop along the socket is evaluated.

It is interesting to note that the measured values of unit friction were much higher than the estimated design values similar to the findings of investigators which were reported in the literature during last five years.

1. GİRİŞ

Karakaya Barajının tamamlanması müteakip Malatya-Elazığ demiryolu üzerindeki mevcut Fırat Köprüsü baraj gölü içinde kalacaktır. Bu sebeple demiryolu güzergahı değiştirilmiş ve baraj gölünde teşekkül edecek ortalama 695 m su kotuna göre yeni demiryolu köprüsü projelendirilerek inşa edilmiştir. Köprünün uzunluğu takriben 2070 m olup, açıklıkları takiben 70,0 m olan otuz ayaktan teşekkül etmektedir.

Bu ayaklardan 4-7 No.lu ayak temelleri inşaatı nehir içine rastlamaktadır. Bu ayakların temel kazıklarının su içinde inşa edilmesi ve özellikle nehir akış rejimindeki düzensizlikler, alüvyon taban zemin ve nehir devire edilme mecburiyeti dolayısıyla inşa edilmiş temel kazısı arasında kalan yapay dolgunun ve alüvyonun oyulması beklenmektedir. Bu durumda, özellikle deprem halinde yatay yüklerin ve bunların doğurduğu yüksek eğilme momentlerinin kazıklara intikali dolayısıyla, bu yükler altında kazıkların belirli emniyet ve stabilite kriterlerini sağlaması gerekmektedir. Bu sebeple, nehir içindeki bu temellerde rijitliği yüksek, büyük çaplı kazıklar seçilmiş ve özellikle dolu göl halinde meydana gelen büyük eğilme momentlerinin doğurduğu çekme kuvvetlerini emniyetle alabilmek amacı ile kazıklar taban kayaya ankre edilmiştir (socket piles). Bu gaye ile, söz konusu ayaklarda taban kayaya 0,5 m girerek oturan $\emptyset$ 2,00 m çaplı yerinde inşa edilen fore kazıklar seçilmiş ve bu kazıklar ayrıca taban kayaya $\emptyset$ 0,70 m çaplı kazıklarla ankre edilmiştir.

Bu makalede ankraj kazıklarının çekmeye karşı projelendirilme yöntemleri, literatürdeki kriter ve örnekleri ile verilmiş ve söz konusu Karakaya demiryolu köprüsü temellerinde yapılan değerlendirme ve uygulama özetlenmiştir.

2. ÇEKMEYE KARŞI TAHKİK

Ankarajlı kazıklarda çekme kuvvetleri altında tahkik genellikle iki ayrı durum için yapılır.

2.1. Kazığın Kayadan Çıkması Hali

Bu durumdaki tahkikte:

$$1,3 \frac{\sum_{i=1}^n F_{si}}{F - F_k} \geq f \quad (1)$$

bağıntısı kullanılmıştır. Bu bağıntıda $\sum_{i=1}^n F_{si}$ kazık ile zemin (kaya) arasındaki sürtünmeden doğan toplam sürtünme kuvvetidir. F = en kritik durumdaki beher kazığa gelen toplam çekme kuvvetini, F_k = kazığın su içindeki ağırlığını, f ise sıyrılma halindeki emniyet faktörünü göstermektedir. Toplam sürtünme kuvvetinin hesabında zemin ve kayadan kazığa intikal eden birim çeper sürtünme değerleri (f_{s1} = limit değer, f_{sem} = emniyetli değer) kullanılmaktadır.

2.2. Kazığın Kaya ile Çekilmesi Hali

Bu durumdaki tahkikte ise:

$$\frac{W_k}{F - F_k} \geq f \quad (2)$$

bağıntısı kullanılmıştır. Bu bağıntıda W_k tepesi ankraj kazığı ucunda olan 60° tepe açılı ve yüksekliği ankraj boyuna eşit koni içinde kalan kaya kütlelerinin su içindeki ağırlığıdır.

Yapılan hesaplarda mevcut şartlarda kazığın kayadan çıkması halinin, kazığın kaya ile çekilmesi halinden daha kritik olduğu görülmüştür. Bu durumda, kazığın kayadan çıkması halindeki kaya ile kazık arasındaki birim çeper sürtünme değerlerinin seçimi ve ölçümü büyük önem kazanmaktadır.

Dolayısıyla, zemin (kaya) ile kazık betonu arasında oluşacak limit veya emniyetli birim çeper sürtünmesi, f_{s1} ve f_{sem} değerlerinin:

- Mevcut zemin şartlarında ve geoteknik ölçüm sonuçlarından yararlanılarak değerlendirilmesi,
- Kazık inşa tekniğinin ve su durumunun etkisinin tartışılması,

- c) Literatürde önerilen bağıntı veya metodlarla tayini,
- d) Yüklemenin basınç ve çekme olmasının bu değerlere etkisinin tartışılması,
- e) Ankraj kazıkları çekme deneylerinin değerlendirilmesi ve sonuçlarından yararlanılarak kaya-ankraj kazığı betonu sürtünme direncinin belirlenmesi,

konuları uygulamaya yönelik olarak bu makalede verilmektedir.

3. KRİTİK YÜKLER

Ankraj yönünden en kritik yüklemenin dolu göl + deprem durumu olduğu belirlenmiş ve bu durumda nehir içindeki 6 No.lu ayak kazıklarında maksimum yük değerleri:

Maksimum düşey yük (basınç)	$Q_{\max} = 503$ ton
Maksimum düşey yük (çekme)	$F_{\max} = 149$ ton
Maksimum yatay yük	$V_{\max} = 40$ ton

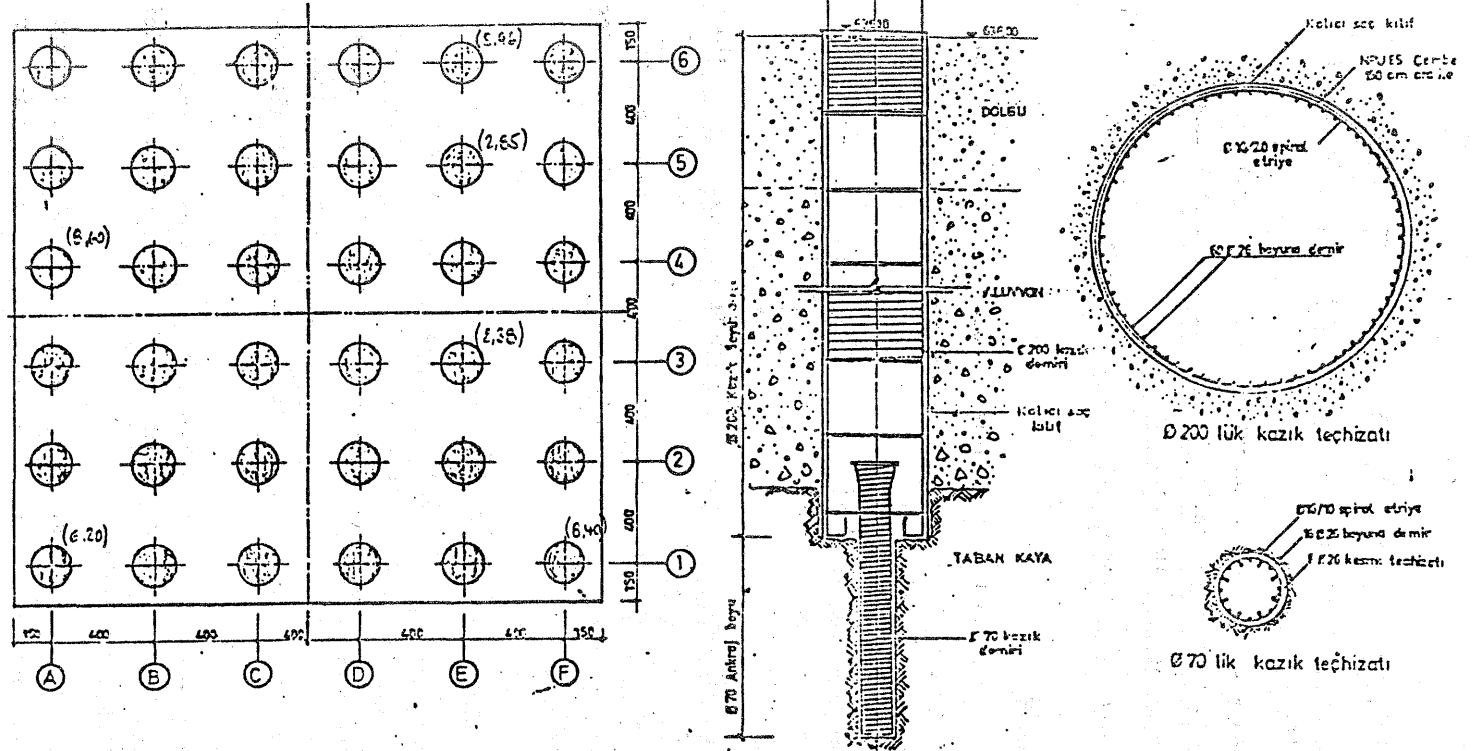
olmaktadır. Burada, $F_{\max}$, dış kazıklarda meydana gelebilecek maksimum çekme yükü, $V_{\max}$ ise kazık başına maksimum yatay yüküdür. Dolayısıyla, ankraj kazıklarının tahkikinde ve ankraj boyunun hesabında, dış kazıklarda maksimum çekme yükü, iç kazıklarda ise maksimum yatay yük değerleri esas alınmıştır.

4. NEHİR İÇİ ZEMİN ŞARTLARI VE ANKRAJ BOYLARI

Zemin şartları değişik safhalarda yapılan sondaj ve geoteknik ölçümlerden yararlanılarak belirlenmiştir. Bu etüd sonuçlarına göre, taban kaya granodiorit ve diorit ile bunları kesen diyabaz dayklarıdan oluşmaktadır. Nitekim, nehir içinde yapılan 5 ve 6 No.lu ayak sondajlarında diyabaz daykları ve diorit-diyabaz temel karmaşığı kesilmiştir.

6 No.lu ayak temel kazıkları ankraj boyları, Şekil 1, proje hesapları kabulleri altında dış kazıklar için 10,0 m, iç kazıklar için ise 5,0 m olarak seçilmiştir.

Diabaz, granodiorit ve dioritlere nazaran çok daha sert ve sağlam olduğu için bu formasyona rastlanılan ankraj kazıklarının delinmesinde



(a) Kazık Başlığı Planı

(b) Tipik Kazık Boy Kesiti

(c) Kazık Teçhizat Kesitleri

Şekil 1. 6 no.lu kazık başlığı ve kazık detayları.

güçlüklerle karşılaşmış ve bazı kazıklarda bu taban kaya şartları dolayısıyla proje boyuna ulaşılamamıştır. Bu durumda, yazardan ankraj kazıklarının değerlendirilmesi ile ankraj boyları ile ilgili görüşleri istenmiştir.

5. KAYA-KAZIK BETONU ÇEPER SÜRTÜNMESİ

5.1. Kaya Parametreleri Cinsinden

Kaya ile kazık betonu arasında teşekkül edebilecek birim çeper sürtünmesi literatürde mevcut bağıntılardan ve geoteknik etüdlerde elde edilen ölçüm sonuçlarından yararlanılarak hesaplanmıştır.

- a) Roserberg P. ve Journeaux (1976) ölçüm sonuçlarından yararlanmak suretiyle kaya serbest basınç mukavemeti, q_u ile kaya-kazık betonu arasında basınç yüklemesinde meydana gelen çeper sürtünmesi arasındaki bağıntıyı, Şekil 2 vermiştir.
- b) Benzer şekilde Thorne, C.P. (1977) ve Horvath ve Kenney (1979)'e göre kaya ile kazık betonu arasındaki maksimum çevre sürtünmesi limit değeri, f_{s1} Şekil 3'de görüldüğü gibi:

$$f_{s1} = (0,05 - 0,10) \cdot q_{um} \quad (3)$$

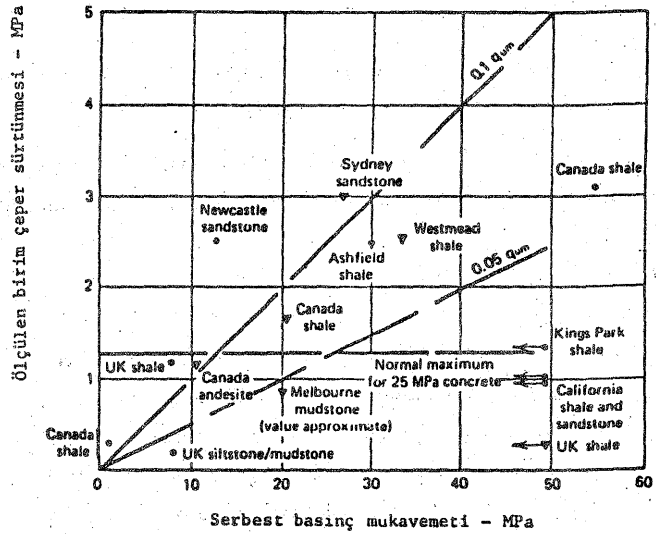
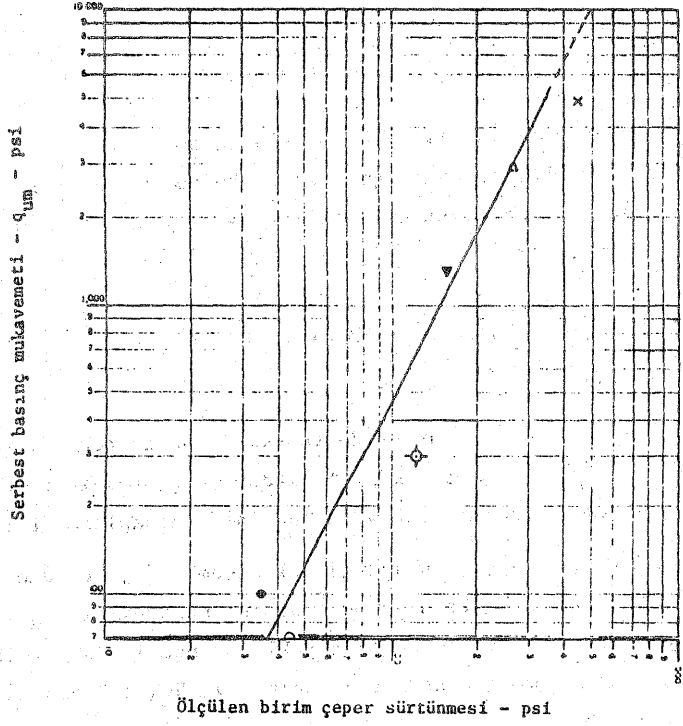
bağıntısı ile verilmektedir. Bu bağıntıda q_{um} kayanın serbest basınç mukavemetini göstermektedir.

- c) Poulos ve Davis (1980)'e göre kaya-kazık betonu çeper sürtünmesi limit değeri beton basınç mukavemeti cinsinden:

$$f_{s1} = (0,05 - 0,20) \cdot f'_c \quad (4)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Bu durumda Poulos ve Davis $0,05 f'_c$ ile $0,05 q_{um}$ değerlerinden daha düşük olanının projelendirmede kullanılmasını tavsiye etmişlerdir. Ancak, çok çatlaklı ve zayıf kayalarda proje değerinin $f_s = 75 - 150 \text{ kPa}$ ($0,75 - 1,5 \text{ kg/cm}^2$) olarak seçilmesini önermişlerdir.

- d) Baguelin Jezéquel ve Shields (1978)'e göre kaya ile kazık betonu arasındaki limit çevre sürtünmesi fore kazıklar ve



Şekil 2 ve 3. Çeper sürtünmesi-serbest basınç mukavemeti bağıntıları.

ayrışmış taban kaya için presiometre ölçüm sonuçlarından yararlanarak:

$$f_{s_1} \text{ (kPa)} = \frac{P_1^x}{30} + 30 \text{ kPa} \quad (5)$$

bağıntısı ile verilmektedir. Bu bağıntıda P_1^x presiometre limit basıncıdır.

Bu durumda geoteknik etüd sonuçlarından ve önerilen bağıntılardan yararlanmak suretiyle aşağıda Tablo 1 ve 2'de özetlenen değerler hesaplanmıştır.

Tablo 1. f_{s_1} Değerleri - Serbest Basınc Mukavemetinden

Sondaj No.	Km	$q_{um} - \text{kg/cm}^2$		$f_{s_1} - \text{kg/cm}^2$	
		min.	ort.	min.	ort.
G.3	16+903	150	280	7,5	14,0

- 1) $f_c' q_{um(ort.)}$ kabul edilmiştir.
- 2) (3) bağıntısındaki 0,05 katsayısı kullanılmıştır.
- 3) q_{um} değerleri Mart 1981 raporundan alınmıştır.

Tablo 2. f_{s_1} Değerleri - Presiometre Limit Basınc Değerlerinden

Sondaj No.	Km	$P_1^x, \text{kg/cm}^2$		$f_{s_1}, \text{kg/cm}^2$	
		min.	ort.	min.	ort.
G.4	17+025	25,0	50,0	1,1	2,0
G.5	17+090	66,0	89,7	2,5	3,3

5.2. Kazık İnşa Tekniği, Kaya Sağlamlığı ve Su Etkisi

Tomlinson (1977)'a göre kayaya ankre edilen fore kazıklarda meydana gelen çeper sürtünmesi fore kazık beton imal tekniği ile yakından ilişkilidir. Killi şist, ayrışmış marn gibi zayıf kayalarda

ankraj deliğinin delinmesi sırasında delik çeperinde yumuşama meydana gelmesi dolayısıyla sürtünme direncinde azalma, buna mukabil Karakaya'da olduğu gibi daha sağlam ve çatlaklı kayalarda ise bu yumuşama meydana gelmeyeceği gibi deliğin büyümesi dolayısıyla betonun kayaya daha iyi nüfuz etmesi sonucu çok yüksek değerler elde edilebileceğini belirtmiştir. Literatürde mevcut ve Tomlinson tarafından verilen zayıf kayalardaki fore kazıklar için çeper sürtünmesi limit değerleri ile Freeman ve diğer (1972) tarafından önerilen sağlam kayalardaki değerler Tablo 3'de özetlenmiştir.

Tablo 3. Zayıf ve Sağlam Kayalar için f_{s1} Değerleri

f_{s1} - limit çeper sürtünmesi değerleri - kg/cm^2			
Zayıf kayalar*		Sağlam kayalar**	
Marn	1,1 - 2,8	Manhattan şisti	25,0
Killi şist	2,6 - 2,9	Montreal siyah şisti	21,0
Gamur taşı	1,1 - 1,7	Ottowa siyah şisti	21,0
Ayrışmış killi Diyabaz	1,1	Toronto şisti	21,0
		Chicago kireçtaşı	32,0
		Kumtaşı	8,0

* Tomlinson (1977)

** Freeman ve diğ. (1972)

5.3. Literatürden Özetlenen Diğer Sonuçlar

- Kayaya ankre edilen büyük çaplı fore kazıklar son yıllarda köprü ve yüksek yapı temellerinde büyük bir kullanma sahası bulmuştur. Rosenberg, P. ve Journeaux, N.L. (1976) Ladanji, B. (1977), Vogan, R.W. (1977), Pells, Y.J.N. ve Turner, R.M. (1979), Koutsoftas, D.C. (1981), Glos, G.H. ve Briggs, O.H. (1983).
- Rosenberg ve Journeaux (1976)'a göre çatlaklı andezitte ($q_{um} \sim 106 \text{ kg/cm}^2$) deneysel olarak limit kaya-beton kazık birim çeper sürtünmesi $f_{s1} = 11,2 \text{ kg/cm}^2$ olarak ölçülmüştür. Bu değer $\delta \sim 0,01D$ (D kazık çapı olmak üzere) deformasyonunda

meydana gelmiştir ve deformasyon artışı ile bu limit değerde azalma olmamıştır.

Diğer bir deneyde sağlam killi şist ($q_{um} \sim 210 \text{ kg/cm}^2$) için $f_{s1} = 17,2 \text{ kg/cm}^2$ $\delta \sim 0,015D$ deformasyonunda meydana gelmiştir.

Roserberg ve Journeaux'a göre arazide yapılan yükleme deneyleri sonucu kaya kazık arasındaki birim sürtünme değeri çok çatlaklı veya ayrılmış kayalarda dahi hesaplanan değerlerin çok üzerinde ölçülmüştür.

c) Vogan (1977) metamorfize olmuş killi şist için $f_{s1} = 19 \text{ kg/cm}^2$, ayrılmış kumtaşı için ise $f_{s1} = 8,4 - 12,7 \text{ kg/cm}^2$ değerlerini rapor etmiştir.

d) Kontsoftas (1981)'a göre kaya-kazık betonu çevre sürtünmesi projelerde şartnamelere ve ampirik ifadelerle göre seçilmekte ve dolayısıyla gerçek değerlerden çok daha düşük olmaktadır. Sağlam mica-şist için ($q_{um} = 250 - 1000 \text{ kg/cm}^2$) $f_{lem} = 480 \text{ kPa}$ ($4,8 \text{ kg/cm}^2$) seçilmiştir. Halbuki yapılan ölçümler sonucu kopma elde edilmesine rağmen $f_{s1} = 1509 \text{ kPa}$ ($15,1 \text{ kg/cm}^2$) değeri ölçülmüştür.

Sağlam kaya için NewYork şehri şartnamesi max $f_{s1} = 1380 \text{ kPa}$ değerini önermektedir. Ölçülen değerler proje değerlerinin çok üzerindedir.

e) Glos ve Briggs (1983) kumtaşı-killi şist formasyonunda ($q_{um} = 44 - 137 \text{ kg/cm}^2$) proje değeri olarak $f_{s1} = 19 - 28 \text{ kg/cm}^2$ değerini seçmiştir. Halbuki presiometre ölçüm sonuçları daha düşük değer vermiştir. $f_{s1} = 5,8 \text{ kg/cm}^2$. Yapılan yükleme deneyi sonucunda ölçülen ortalama kaya-kazık betonu çeper sürtünmesi ise $f_1 = 21,5 \text{ kg/cm}^2$ olarak bulunmuştur.

Literatürde yükleme sonucu çeşitli kayalarda ölçülen kaya-kazık betonu birim çeper sürtünmesi değerleri aşağıda Tablo 4'de topluca verilmektedir.

Tablo 4. Yükleme Deneylerinde Elde Edilen f_{s1} Değerleri

Referans	Kayaç	q_{um} - kg/cm ²	f_{s1} - kg/cm ²
Roserberg ve Journeoux (1976)	Çatlaklı andezit	106	11,2
"	Sağlam killi şist	210	17,2
Vogan (1977)	Metamorfik killi şist (slate)	-	19,0
"	Ayrışmış kumtaşı	-	8,4-12,7
Koutsoftas (1981)	Sağlam mika şist	250-1000	15,1
Glos ve Briggs (1983)	Kumtaşı-killi şist	44-137	21,5

Tablo 4'den de açıkça görüldüğü üzere yükleme deneyleri sonucu kaya ile kazık betonu arasında ölçülen birim çeper sürtünmesi bugüne kadar proje ampirik kabullerine ve presiometre deney sonuçlarına göre seçilen değerlerden çok yüksektir.

5.4. Yüklemenin Etkisi

Vogan (1977) basınçta yükleme deneyleri ile ölçülen bu değerlerin çekme halinde az bir miktar daha düşük olabileceğini belirtmiştir.

6. ANKRAJ KAZIKLARI ÇEKME DENEYLERİ

- Ankraj kazıklarının projede kabul edilen ampirik taşıma güçlerini tahkik etmek ve yapıda çeşitli yükleme durumlarında sağlanan güvenlik sayısını saptamak amacı ile 6 No.lu ayak $\emptyset = 0,70$ m'lik ankraj kazıklarında iki adet çekme deneyi yapılmıştır. Rapor-Ocak 1985a.
- Çekme deneylerinde kazığın su içindeki ağırlığı $F_k \sim 70$ t ve maksimum çekme yükü $F = 149,0$ t olduğundan, bunlar arasındaki fark değerini iki katı olan ve 160 t deneylerde maksimum çekme yükü olarak seçilmiştir. Çekmeye karşı güvenlik sayısının 2,0 olması gerektiği gözönüne alındığında maksimum deney yükü uygundur.
- Yükleme kademeli şekilde yapılarak ankraj kazığındaki deplasmanlar ölçülmüştür. Yükleme mekanizması, kullanılan teçhizat

ve deformasyon ölçüm düzeni detaylı olarak Ocak 1985a raporunda açıklanmış olup, bu tür deneyler için tatbik edilen esaslara uygundur.

- d) İlk deney 10,0 m ankraj boyu olan 6C6 kazığında, Şekil 1, yapılmıştır. 160 t yük altında okunan maksimum deplasman $\delta = 0,57$ mm olmuştur. Bu değer kazık çapına göre $\delta/D = 0,57/700 = 0.00081$ 'dir. Bu deplasmanda ortalama çeper sürtünmesi,

$$f_{s_{ort}} = \frac{160}{10 \cdot \pi \cdot 0,7} = 7,37 \text{ m}^2 \sim 0,73 \text{ kg/cm}^2 \text{ dir.}$$

Daha önce özetlenen literatüre göre göçmenin takriben $\delta/D = (0,010-0,015)D$ 'de olduğu ve bu değere kadar gerilme-deformasyon eğrisinin lineer olduğu kabul edilirse (*) ortalama göçme halindeki çeper sürtünmesi:

$$f_{s1} = \frac{7,0}{0,58} \cdot 7,3 \quad \text{veya} \quad \frac{10,5}{0,58} \cdot 7,3$$

$$f_{s1} = 88,1 - 132,2 \text{ t/m}^2 \sim 8,8 - 13,2 \text{ kg/cm}^2$$

Bu değer (3) bağıntısından yararlanılarak Tablo 1'den özetlenen $f_{s1} = 7,5 - 14,0 \text{ kg/cm}^2$ değeri ile uyum içindedir.

Diğer bir deyişle deneyde mobilize olan $f_{sort} = 0,73 \text{ kg/cm}^2$ ile bu deneyde göçme yükünün çok çok altında bir çekme yükünde kalmıştır.

- e) Yapılan ikinci deney Rapor 1985a'ya göre diabaz formasyonu dolayısıyla kısa kalan 6E5 kazığında yapılmıştır (Şekil 1). Bu kazığın ankraj boyu $l = 2,85$ m'dir. Bu kazıkta 130 t'da ölçülen deformasyon ise $\delta = 6.5$ mm'dir. Göçmenin takriben 7,0-10,5 mm deformasyonda meydana gelebileceği kabulü ile aslında bu deneyde göçme yüküne oldukça yaklaşılmış olduğu anlaşılmaktadır. Maksimum deney yükü altında meydana gelen ortalama çeper sürtünmesi

$$f_s = \frac{130}{\pi (0,7) \cdot (2,85)} = 2,07 \text{ t/m}^2 \sim 2,1 \text{ kg/cm}^2$$

(*) Göçmeye ulaşılmadığı ve çok küçük yük mertebesinde kaldığı için ancak bu kabul ile limit çeper sürtünmesi bulunabilmektedir.

dir. Buna tekabül eden göçme sürtünmesi ise $f_{s1} = 2,2 - 3,3$ kg/cm^2 'dir.

Bu durumda ankraj çekme deney sonuçları özetlenirse:

Kazık No.	Limit çeper sürtünmesi	
	f_{s1} ,	kg/cm^2
6C6	8,8	- 13,2
6E5	2,2	- 3,3

Bu durumda, ankraj derinliğine göre meydana gelen çeper sürtünmesinin geniş bir aralıkta değiştiği görülmektedir. Taban kayanın ankraj boyu arttıkça daha sağlamlaştığı gözönüne alınırsa elde edilen sonuçlar normaldir.

Herhalikârda ölçüm sonuçlarından elde edilen limit değerler presiometre ölçüm sonuçlarına göre Tablo 2'de hesaplanan değerlerden daha yüksektir.

Bu durumda çekmeye karşı kısa kalan kazıkların tahkikleri ölçülen değerlerin en küçüğü $f_{s1} = 2,2$ kg/cm^2 kabulü ile yapılmalıdır.

7. ANKRAJ KAZIKLARIN ÇEKMEYE KARŞI TAHKİKİ

Ankraj kazıklarının kısa olarak inşa edilenlerinin (A1, A4, E6 ve F1) çekmeye karşı tahkiki deneylerden elde edilen $f_{s1} = 2,1$ kg/cm^2 değeri kullanılmak suretiyle Rapor Ocak 1985b'de yapılmıştır. Yapılan hesaplarda emniyetli çeper sürtünmesi ($f_{sem} = f_{s1}/2 = 1,05$ kg/cm^2) değeri kullanılarak elde edilen güvenlik sayısının dört kazık için de 2,0'den büyük olması kısa kalan dış ankraj kazıklarının çekme deneyleri sonucu elde edilen bilgi ve değerlendirmeler ışığı altında çekmeye karşı yeterli derecede emniyetli olduğunu göstermektedir.

TEŞEKKÜR

Bu makalede özetlenen çalışmalar T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı Demiryolları, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü, Yüksel İnşaat A.Ş., Yapı Merkezi Araştırma-Proje-Uygulama A.Ş. ve Yüksel Proje A.Ş. teknik elemanlarının yakın işbirliği ile gerçekleştirilmiştir.

RAPORLAR

1. Malatya-Elazığ Demiryolu Karakaya Barajı Gölü Viyadükleri
Geoteknik Raporu
B.Ü. Deprem Müh. Araş.Enst. Dahili Rapor No. 81-36T, Mart 1981
Doç.Dr.Turan Durgunoğlu ve Prof.Dr.Semih Tezcan
2. Karakaya Barajı Demiryolu Köprüsü Fırat Nehir içi Sondaj Çalış-
maları Raporu
Jeomekanik, Ağustos 1983.
3. Karakaya Baraj Gölü Fırat Demiryolu Köprüsü 4-7 Aksları Kazık
Hesapları Raporu, R-16.
Yüksel Proje, Eylül 1983.
4. Karakaya Baraj Gölü, Fırat Demiryolu Köprüsü 4-7 Aksları
Revize Kazık Ankraj Hesapları Raporu, R-17 Ek-1
Yüksel Proje, Temmuz 1984.
5. Karakaya Barajı Fırat Demiryolu Köprüsü İnşaatında Nehir İçindeki
Ayakların Temel Kazıklarında Yapılan Deneylere ait Değerlendirme
Raporu
Latif Güney ve Cihan Candemir, Ocak 1985a.
6. Karakaya Baraj Gölü Fırat Demiryolu Köprüsü
6 Aksı Ankraj Kazıkları Çekme Deneyi ve Kazık Ankraj Hesaplarını
Değerlendirme Raporu,
Yüksel Proje, Ocak 1985b.

KAYNAKLAR

- BAGUELIN,F., JEZEQUEL,J.F. ve SHIELDS,D.H. (1978), The Pressuremeter and Foundation Engineering, Trans. Tech. Publications.
- DEERE,D.U. ve MILLER,R.P. (1966), "Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock", Tech. Rep. No. AFWL-TR-65-116, AFWL. New Mexico.
- FREEMAN,C.F., KLAJNERMAN,D. ve PRASAD,G.D. (1972), "Design of Deep Rock Socketed Caissons into Shale Rock", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 1.

- GLOS, G.H. ve BRIGGS, D.H. (1983), "Rock Sockets in Soft Rock", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No.4.
- HORVARTH, R.G. ve KENNEY, T.C. (1979), "Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers", Symposium on Deep Foundations ASCE, New York.
- KOUTSOFTAS, D.C. (1981), "Caissons Socketed in Sound Mica Schist", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT6.
- LADANYI, B. (1977) discussion of "Friction and End Bearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, No.1.
- PELLS, P.N.J. ve TURNER, R.M. (1979), "Elastic Solutions for the Design and Analysis of Rock-Socketed Piles", Canadian Geotechnical Journal, Vol 16, No.3.
- POULOS, H.G. ve DAVIS, E.H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons.
- ROSENBERG, P. ve JOURNEAUX, N.L. (1976), "Friction and End Bearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, No.3.
- TERZAGHI, K. ve PECK, R.B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, Inc., Second Edition.
- THORNE, C.P. (1977), "The Allowable Loadings of Foundations on Shale and Sandstone in the Sydney Region, Paper presented to Sydney Group of Aust. Geomechs. Soc. Inst. Engrs.
- TOMLINSON, M.J. (1977), Pile Design and Construction Practice, A View-point Publication.
- VOGAN, R.W. (1977), discussion of "Friction and End Bearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, No.1.

DOLGU TİPİ BARAJLARDA DEPREM TESİRİNİN HESABI
To Find Out the Earthquake Effects to the Fill Type Dams

Yılmaz KARATABAN *

ÖZET

Günümüzde, Dolgu Tipi Barajların, dinamik yükler altında davranışını belirleyen tatminkar, bir başka deyimle herkesin kabul edebileceği bir yöntem mevcuttur denemez. Bu makalenin kısa çerçevesi içinde, yörenin depremselliğinin bulunması ile spektrum eğrilerinin çizilmesi ve modal analiz yöntemi ile dolgu baraj ebat ve karakteristiklerinin, dolgu baraj şevlerine verilecek meyiller üzerindeki etkileri araştırılmıştır.

ABSTRACT

As of today, one can not say that, there is a method acceptable and satisfy to everyone to investigate and evaluate the behaviour of the fill type dams under the dinamic loads. Within the short framework of this paper, the earthquake analysis of the surrounding area of the structures and the finding out of the spectrum curves of the areas are shown, and the effects of the main dimensions and characteristics of the fill dam to the given slopes of the dam under the dinamic loads, using a modal analysis method, are investigated.

*Suiş Proje Müh. ve Müş. Ltd. Şti., Kavaklıdere-ANKARA.

1. GİRİŞ

Türkiye, Kuzey Hindistan'dan başlayarak, Türkiye üzerinden Yunanistan ve İtalya'ya kadar uzanan, sismik bir kuşak üzerinde bulunmaktadır. Bu bakımdan, Türkiye'nin büyük bir kısmı, İmar ve İskân Bakanlığınca hazırlanan (Türkiye Deprem Bölgeleri Atlası)'ndanda görüleceği üzere, değişik derecelerde Deprem Bölgeleri içine girmektedir. Bir başka deyimle, Türkiye'nin hemen her tarafı, az yada çok, sismik bakımdan aktiftir denebilir.

Tabii afetlerin en büyüğü diyebileceğimiz depremlerin vukuunda çok büyük mal ve can kaybına sebebiyet verdikleri, herkes tarafından bilinen bir gerçek olduğuna göre, sismik yönden aktif bölgelerde yaşayanların, vücuda getirecekleri her tesiste, deprem tesirini nazarı dikkate almaları kaçınılmaz olmaktadır. Nitekim, sismik yönden fevkalade aktif bir bölge içinde yer alan Japonya ve Kaliforniya'da depreme karşı önlemlerin geçen yarım yüz yıl içinde alınmaya başlanmış olması, depremlerin vücuda getirdiği zararları asgariye indirdiği gibi, bölge halkının daha huzur içinde yaşamları temin edilmiştir, denilebilir.

Depreme dayanıklı yapıların, deprem nazarı dikkate alınmadan inşa edilmelerine göre daha pahalı olacakları açıktır. Bir başka deyimle, depreme dayanıklı tesis vücuda getirmenin bir maliyeti vardır, ve bu maliyetin depremlerin husule getirecekleri zararlarla karşılaştırılması gerekir. Nitekim, yapının ekonomik hatta fiziki ömrü içinde vukua gelme ihtimali fevkalade küçük, buna mukabil çok büyük şiddetteki bir depreme dayanıklı, bir tesis vücuda getirmenin ne ekonomik ve nede mantiki yönden izahı mümkün olamaz. O halde, deprem-risk analizi yapılarak yapının projelendirilmesinde nazarı dikkate alınacak depremin vukua gelme ihtimali ve depremin esas karakteristiklerinin belirlenmesi gerekir.

Böyle bir analizin yapılabilmesi, yörenin depremselliğinin bilinmesine, deprem zararları ile ilgili malumatın elde bulunmasına, ve nihayet, yapının depreme mukabelesinin doğru şekilde tesbit edilmiş olmasına bağlıdır. Bunlardan ilk ikisi uzun süreli rasatları, sonuncusu ise, yapı sisteminin dinamik yükler altında, hassas etüdünü gerektirir.

Son senelerde, deprem mühendisliği alanında, gerek yörenin deprem-selliğinin tesbitinde, ve gerekse yapıların dinamik yükler altındaki davranışı hususunda oldukça önemli mesafeler alınmıştır denebilir.

2. DEPREMLERİN OLUŞUMU

Deprem sırasında zeminin sallanması, sismik dalganın geçişi dolayısıyla husule gelir. Bu sismik dalga ise, yer kabuğundaki birikmiş enerjinin, boşalması sonucu, kabukta mevcut fay boyunca bir kayma hareketinden doğar. Yer kabuğundaki enerji birikimi ise, magma üzerinde yüzmekte olan büyük plakaların rölatif olarak birbirlerine yaklaşmaları yada uzaklaşmaları dolayısıyla oluşur. Yukarıdaki izahattanda anlaşılacağı üzere, biriken enerji fay boyunca, yer kabuğunun kayma mukavemetini yendiği anda böyle bir hareket hasıl olur ve deprem hadisesi vukua gelir. Depremlerin büyüklüğünün, kayma alanının büyüklüğü ile orantılı olacağı açıktır. Zira kayma alanının büyüklüğü, boşalan enerji ile orantılıdır. Genellikle küçük depremlerde, bu kayma alanını satıhtan gözlemeye imkan yoktur. Ancak Richter skalasına göre, magnitudü 6,5'u geçen depremlerde kayma alanı okadar büyürki, fay boyunca husule gelen yer değiştirmelerini satıhtan izlemek kabil olur. Düşey fay düzlemindeki yatay kaymalara (Strike-slip) adı verilmektedir. Kayma alanının satha yakınlığı, depremlerin hasar husule getirme özelliklerini artıran bir başka faktör olmaktadır. Nitekim büyük hasar husule getirmiş depremlerin derinliği 30 km veya daha azdır.

3. DEPREMLERİN SINIFLANDIRILMASI

Depremlerin büyüklüğü veya fay boyunca kayma alanının ebadı, depremin Richter Magnitudüne göre verilir. Kaliforniya Teknoloji Enstitüsünden C.F.Richter, depremlerin Magnitudünü aşağıdaki eşitlikle vermiştir.

$$M = \log_{10} (A/A_0)$$

Burada A, depremin merkezinden 100km uzakta, standart bir sismoğrafıla ölçülen, yatay yer hareketinin maksimum genliğini (amplitude) gösterir. A_0 ise 0,001 mm'lik bir genliğe tekabül eder. Standart sismoğraf ise, nominal statik büyütmesi 2800 ve hemen hemen kritik sönümü haiz, tabii periyodu 0,8 saniye olan sismoğraftır. Eşitlikten de

anlaşılacağı gibi, depremin magnitüdü, ölçülen maksimum genliğinin, standart genliğe nisbetinden ibarettir. Bu bakımdan depremin Magnitüdü bilindiğinde, fay boyunca kayma uzunluğu tahmin edilebilir. Mesela magnitüd 5 ise ortalama kayma uzunluğu 3,4 km. Magnitüd 7 ise, ortalama kayma uzunluğu 40 km., Magnitüd 8 ise, ortalama kayma uzunluğu 300km. olarak tahmin edilebilir. Nitekim meşhur El Centro, Kaliforniya depreminde Magnitüd 7,1 olarak tesbit edilmiş ve buna mukabil kayma uzunluğu 64km. olarak (yaklaşık) bulunmuştur.

Yukarıda izah edilen teorinin doğru olduğu kabul edilirse, yani deprem sırasında açığa çıkan enerjinin, Magnitüdle orantılı olduğu kabul edilirse, yukarıdaki şekilde tarif edilen Deprem Magnitüdünün mühendislerce bir manası olur ve depremlerin birbirleriyle mukayese edilmelerinde iyi bir kriter olarak kullanılabilir. Diğer taraftan yine yukarıda izah edilen teoriye göre, deprem yer altında bir noktada husule gelmemekte, daha ziyade bir alan içinde kayma yer aldığına göre, sismolojistlerce verilen epicentre (deprem merkezinin yeryüzü üzerindeki izdüşümü)'ın tarifinde de bir tashih yapmak icap eder. Bu durumda epicentre, fay boyunca kaymanın başladığı noktanın, yer yüzü üzerindeki izdüşümü olmaktadır.

Depremler, Magnitüdlere göre sıralandığında, magnitüdleri 5'in üzerindeki depremlerin, yapılar üzerinde zarar husule getirdikleri gözlenmiştir. Diğer taraftan, gözlenen deprem magnitüdlерinin de azami 8 ila 8,5 civarında kaldığı tesbit edilmiştir.

Depremlerin sıralanmasında kullanılan bir başka yöntemde, Modified-Mercalli deprem şiddet numarası (intensity number) usuludur. Bu usule göre depremler 12 sınıfa ayrılmış olup, depremlerin vukua getirdikleri hasarın şiddetine göre, bu sınıflardan birine sokulur. Depremlerin bu tarzdaki sınıflaması şahıstan şahısa değişeceği cihetle, değişik memleketlerde vukua gelmiş depremleri, hatta aynı memlekette fakat değişik zamanlarda vukua gelmiş depremleri birbirleriyle mukayeseye pek imkan olmaz. Bununla beraber tarihi depremlerin etüdünde, depremlerle ilgili sınırlı malumat muvacehesinde, şiddeti bilinen depremlerin magnitüdlерini tahmin için bazı eşitlikler geliştirilmiş bulunmaktadır.

4. DEPREMLERİN MÜHENDİSLİK PARAMETRELERİ

Deprem esnasında, yer titreşim hareketinin ivmeleri accelerograph'lar (ivme ölçerler) yardımıyla ölçülebilmekte ve ivmelerin her üç bileşeni de kayıt edilebilmektedir. X ekseninde zamanı, Y ekseninde de ivmeyi veya deprem ivmesinin yer çekim ivmesine oranını gösteren bu accelerogram'lardan başlıca üç karakteristik saptanır. Bunlar, a) ivmenin genliği, b) depremin süresi, c) depremin frekansıdır. Bilhassa bunlardan üçüncüsü depremin içerdiği frekansları göstermesi bakımından önem taşır. Depremler sırasında tesbit edilen ivme kayıtlarından anlaşılan bir diğer husus ta, düşey hareketin genliğinin, yatay hareket genliğine oranının %50 ile %75 civarında kaldığıdır.

Yapıların stabilite ve mukavemet hesaplarında, yukarıda bahsi geçen ve deprem sırasında kayıt edilmiş bulunan ivme accelerogram'larından doğrudan doğruya istifade pek mümkün olmaz. Bu bakımdan, mühendislikte, deprem tesirinin nazarı dikkate alınabilmesi için, ele alınan depremin mukabele spektrum eğrilerinin çizilmesi gerekli olur. Bu eğriler, değişik sönüm değerleri için, tek kütleli bir osilatörün, ele alınan depremin vücuda getireceği yer titreşim hareketine olan mukabelesi esas alınarak çizilir. Bu spektrum eğrileri, yapıların deprem tesirine göre hesabında gerekli olacak mühendislik karakteristiklerini ihtiva eder. Bunlarda, yapının özel titreşim periyoduna bağlı olarak yapı tabanındaki, a(ivme), v(hız), d(hareketin genliği)'nin ne şekilde değiştiğini gösterir.

Bu spektrum eğrilerinin çizilmesinde, Newmark tarafından tavsiye edilen, logaritmik kağıtların kullanılması büyük kolaylık sağlar. Nitekim 45° döndürülen bir logaritmik kağıt üzerinde bu spektrum eğrileri, üç doğrudan ibaret kırıklı bir poligon haline girerler.

Yapı civarının (yörenin) depremselliğini ifade eden bu spektrum eğrileri elde olununca, yapı kulesinin belirli noktalarda toplandığı ve bu noktaların birbirlerine lineer elastik elemanlarla bağlandığı kabulü ile sistemin modal analizi yapılsa, titreşim hareketinin her modu için, kütle konsantrasyon noktalarındaki mukabelenin azami değerleri, veya bir başka deyimle atalet kuvvetlerinin azami değerleri bulunabilir.

Böyle bir hesap, yapının çelik, beton veya betonarmaden yapılmış olması halinde, yani yapıyı vücuda getiren malzeme karakteristiklerinin oldukça iyi bilinmesi halinde, oldukça iyi neticeler vermekte, ve bulunan neticelere güvenle bakılmaktadır. Örneğin, yüksek binalar, yüksek köprü ayakları, beton ağırlık ve beton kemer barajlar bu tip yapılara misal olarak verilebilir.

Buna mukabil, yazımızın konusu olan, Dolgu Tip Barajlara gelince, yapı tabanının çok geniş oluşu, bu sebeplede yapı tabanındaki titreşim hareketinin tabanın her noktasında aynı olamayacağı, yapıyı vücuda getiren taş, kum-çakıl, veya toprak malzemesinin fiziki parametrelerinin statik şartlar için oldukça iyi bir şekilde tahmini yapılabilse bile, dinamik şartlar için bu değerlerde yapılması gereken tashihlerin nasıl olacağı hususunda elde güvenilir bir bilgi mevcut olmadığından bahisle, Dolgu Tip Barajlar için modal analiz tavsiye edilmemektedir.

Bu argümanı destekler mahiyette bazı gözlemler de mevcuttur. Nitekim 1971 San Fernando, Kaliforniya depreminde, deprem epicentre'nının 30 km kadar kuzey-batısında yer alan 60 m. yüksekliğindeki Santa Felicia barajının kretinde 0,18 g'lık bir ivme ölçülmüş olmasına ve baraj bu değerden çok küçük yatay deprem (fakat statik) kuvvetine göre projelendirilmiş olmasına rağmen, deprem sonunda barajda önemli bir hasar tesbit edilememiştir. Aynı şekilde, beton ağırlık tipindeki Konya barajı, 0,05 g'lık bir yatay kuvvete göre projelendirilmiş olmasına rağmen, baraj içine yerleştirilmiş accelerograph da 0,5 g'lık bir ivme ölçülmüştür.

5. SPEKTRUM EĞRİLERİNİN ÇİZİLMESİ

Yukarıda da izah edildiği şekilde, yapıların deprem tesirlerini de nazarı dikkate alarak hesabı için, yörenin depremselliğinin belirlenmesine ihtiyaç vardır. Bunun için de hesaba esas teşkil edecek depremin spektrum eğrileri çizilmelidir. Nitekim, Aşağı Dalaman Havzası Geliştirme Projesi içinde yer alan, Sami Soydam, Narlı, Akköprü ve Dalaman Barajları ile bunların tünel ve santral gibi müteferri tesislerinin depreme dayanıklı olarak vücuda getirilebilmeleri için gerekli olan, spektrum eğrileri çizilmiştir. Bu proje için yapılan çalışmalar bir sıra dahilinde aşağıda verilmiştir. Böylece spektrum eğrilerinin çizilmesi için takip olunacak yol ve yöntem hakkında bir fikir verilmiş olacaktır.

5.1. Yöredeki Depremlerin Oluşumu

Aşağı Dalaman Havzası Proje sahası, İmar İskan Bakanlığınca hazırlanan (Türkiye Deprem Bölgeleri Atlası) na göre, 2. sınıf deprem bölgesi içine girmektedir. Bu bakımdan yöre sismik bakımdan oldukça aktiftir. Depremlerin oluşumunu izah eden en yeni (Plaka Tektoniği) modeli nazarı dikkate alındığında, proje sahası, Ege Anadolu Plakası diye isimlendirilen zon içinde bulunmaktadır, ve Ege Türk Plakasının kuzey ve güney sınırlarındaki plakalar arasındaki rölatif hareketler, doğrultu atılımlı (strikeslip) ve bindirme fayı (trust) ile izah edildiği halde, Batı Türkiye'deki depremlerin daha ziyade plaka içindeki düşey hareketlerden oluştuğuna inanılmaktadır. Bu bakımdan yöredeki önemli fay ve bindirmeler incelenmiş ve şekil 1'de verilmiştir.

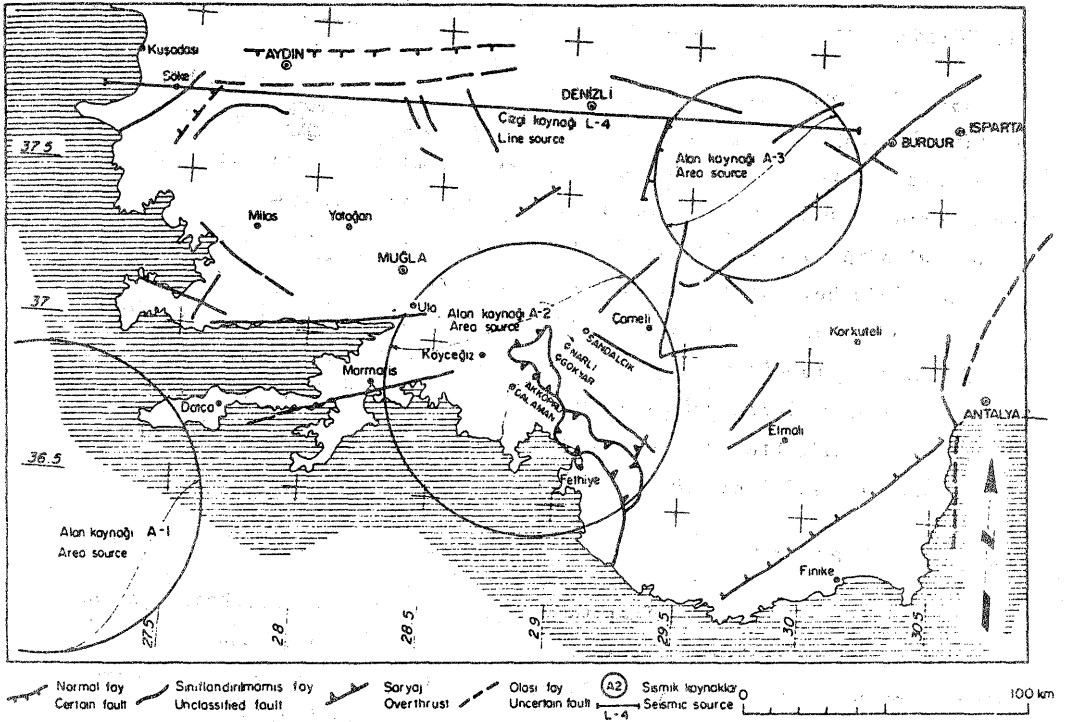
5.2. Tarihi Depremler

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü Yeraltı Suları ve Jeoteknik Dairesi Başkanlığınca, $36^{\circ} 00' - 38^{\circ} 00' N$ ve $27^{\circ} 00' - 32^{\circ} 00' E$ arasında kalan bölge, deprem ve ana tektonik özellikleri yönünden incelenmiş ve deprem yönünden, üç alan ve bir çizgi kaynağı belirlenmiştir. (Şekil 3). Bilahere bu dört kaynaktan vukua gelmiş tarihi depremlerin Magnitüdüleri tekerrür analizine tabi tutularak, her kaynak için (Magnitüd-Tekerrür) münasebetleri tesbit edilmiştir. Neticeler aşağıda verilmiştir.

A_1 Alan Kaynağı : Deprem sayısı 81, depremin epicentre derinliği (H) 40 km., alan kaynağının tesis yerine kuş uçuşu uzaklığı (L) 185 km., (N) deprem kümülatif değeri ve (M) magnitüdü gösterdiğine göre, (magnitüd-tekerrür) münasebeti,
 $Ln N = 9,5654 - 1,3354 M$

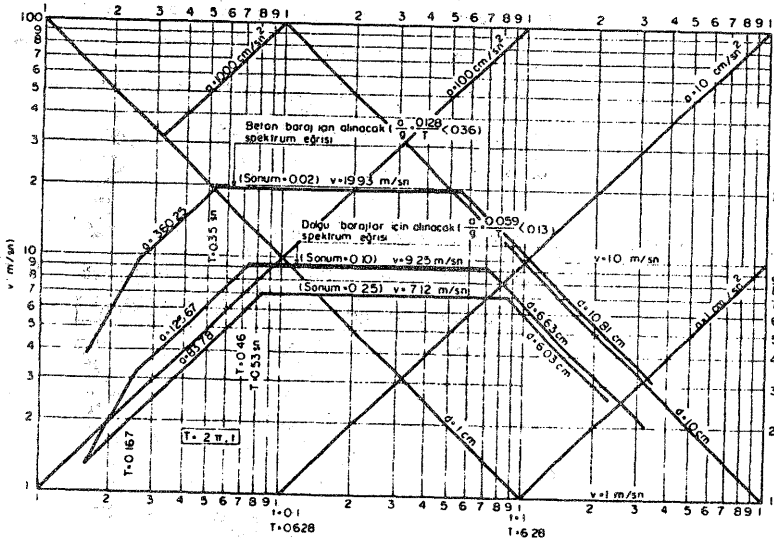
A_2 Alan Kaynağı : Deprem sayısı 50, epicentre derinliği (H) 47 km. alan kaynağının tesis yerine kuş uçuşu uzaklığı (L) 0 km., (magnitüd-tekerrür) münasebeti,
 $Ln N = 9,401 - 1,370 M$

TEKTONİK HARİTASI - MAP OF TECTONIC



Şekil . 1

ASAĞI DALAMAN PROJESİ Tesis yerindeki $T=475$ yıl tekrerrürlü depremin spektrum eğrileri
LOWER DALAMAN PROJECT Spectrum curves of the earthquake of the 475 year return period at project site



Şekil . 2

A₃ Alan Kaynağı : Deprem sayısı 52, depremlerin epicentre derinliği (H) 32 km., alan kaynağının tesis yerine kuş uçuşu uzaklığı (L) 105 km., (magnitüd-tekerrür) münasebeti,
Ln N = 12,3699 - 2,0585 M

L₄ Çizgi Kaynağı : Deprem sayısı 122, depremlerin epicentre derinliği (H) 23.7 km., tesis yerinden çizgi kaynağına indirilen dikin uzunluğu (L) 90 km., (magnitüd-tekerrür) münasebeti,
Ln N = 12,52 - 1,86 M

olarak hesaplanmıştır. Bundan sonra yukarıda verilen L ve H değerlerinden, deprem kaynaklarının tesis yerine uzaklıkları, $R=(L^2+H^2)^{0,5}$ formülünden hesaplanmıştır. Bilahere, (magnitüd-tekerrür) münasebetlerinden istifade ile, M(2,33) ve M(100) yani her kaynak için, vukua gelmiş depremlerin ortalama magnitüdü ile 100 yıl tekerrürlü depremin magnitüdüleri hesaplanmıştır. Bunun için T tekerrür yılını gösteriyorsa, yukarıda verilen (magnitüd-tekerrür) münasebetlerinden N yerine 100/T değerinin konması yeter.

Bulunan neticeler aşağıda verilmiştir;

Kaynak	R(km)	M(2,33)	M(100)
A ₁	189,3	4,32	7,13
A ₂	47,0	4,11	6,86
A ₃	109,9	4,18	6,01
L ₄	93,0	4,71	6,73

Bundan sonra, her kaynak için magnitüdüleri tesbit edilmiş 2,33 ve 100 yıl tekerrürlü depremler, Esteve tarafından verilmiş aşağıdaki eşitlikler yardımıyla tesis yerine nakledilmişlerdir.

$$a(\text{cm/sn}^2) = 5000 e^{0,8 M} / (R + 40)^2$$

$$v(\text{m/sn}) = 15 e^M (R + 0,17 \cdot e^{0,59 M})^{-1,7}$$

Yukarıda verilen eşitliklerde değişkenler sadece R(km) ve M dir. Bu değerlerde evvelce hesaplandığından, her kaynak yerinde vukua gelebilecek 2,33 ve 100 yıl tekerrürlü depremler dolayısıyla, tesis yerinde husule gelecek yer hareketi ivmeleriyle, deprem hızları bulunmuştur. Bulunan neticeler aşağıda verilmiştir.

Kaynak	a(2.33) (cm/sn ²)	a(100) (cm/sn ²)	v(2.33) (m/sn)	v(100) (m/sn)
A ₁	3,01	28,53	0,14	2,28
A ₂	17,70	159,71	1,23	14,92
A ₃	6,31	27,29	0,32	1,89
L ₄	12,23	61,59	0,71	4,83

Bu dört kaynağın birbirinden müstakil olduğu var sayılarak, kaynaklarda vukua gelen depremlerin, tesis yerindeki husule getirdikleri ivme hız değerleri süperpoze edilmiştir. Süperpoze işleminde (kaynaktaki deprem sayısını göstermek üzere), süperpoze edilmiş değer, Toplam (a.n)/Toplam n veya Toplam (v.n)/Toplam n, eşitliklerinden hesaplanmıştır. Neticeler aşağıda verilmiştir.

	a(2,33) (cm/sn ²)	a(100) (cm/sn ²)	v(2,33) (m/sn)	v(100) (m/sn)
Süperpoze edilmiş değer	9,67	63,05	0,58	5,30

Dünyanın değişik yerlerinde yapılmış ölçümlerden, genel olarak depremlerin ivme, hız ve deplasmanları arasında tesbit edilmiş bulunan ve aşağıda verilmiş eşitlikten de, yukarıda ivme ve hızları verilmiş iki hipotetik depremin deplasmanları hesaplanmıştır. d(deplasmanı göstermek üzere)

$$d(\text{cm}) = 10 (v^2/a)$$

d(2,33) (cm)	d(100) (cm)
0,35	4,45

Vukua gelecek depremlerin ekstrem dağılım kanuna uyacağı (yada Gumbel) kabul edilecek, yukarıda verilen değerlerden, ve aşağıda verilen eşitlikten a, v, d değerlerinin varyasyon katsayıları hesaplanmıştır.

$$\text{İvme için varyasyon katsayısı } C_{va} = (a(100)/a(2,33) - 1)/3,1367$$

C_{va}	C_{vv}	C_{vd}
1,76	2,59	3,53

değerleri bulunmuştur.

Böylece a, v, d nin 2,33 tekerrürlü değerleri ve varyasyon katsayıları belli olunca, Chow tarafından geliştirilen ve aşağıda verilen eşitlikler yardımı ile a, v, d nin değişik tekerrürlü değerleri kolayca hesaplanabilir.

$$\text{Mesela yine ivme için, } a(T) = a(2,33) (1 + C_{va} K(T))$$

$$\text{burada } K(T) = - \frac{\sqrt{6}}{\Pi} [0,57721 + \text{Ln}(\text{Ln } T/(T-1))]]$$

eşitliği ile hesaplanacaktır. Burada işaret edilmesi faydalı görülen husus, $K(T)$ katsayısının, T sonsuza giderken 15 değerine asimtod olduğudur. Bir başka deyimle, ekstrem dağılıma uyan hiç bir değişken, 100 yıl tekerrürlü değerinin 3 ila 5 katını aşamaz.

a, v, d 'nin değişik tekerrürlü değerleri hesaplanmış ve aşağıda topluca verilmiştir.

T	K(T)	$a(\text{cm/sn}^2)$	$v(\text{m/sn})$	$d(\text{cm})$
2,33	0	9,67	0,58	0,35
50	2,5923	53,79	4,47	3,73
100	3,1367	63,05	5,30	4,45
475	4,3546	83,78	7,12	6,03
Sonsuz	15	264,95	23,11	19,93

5.3. Proje (Design) Depreminin Seçimi

Tarihi depremlere ait rasat değerlerinden istifade ile, tesis yerindeki muhtelif tekerrürlü depremlerin karakteristikleri belli olunca, projelendirmeye esas alınacak depremin tesbiti gerekli olacaktır. Genelde böyle bir tesbit, ekonomik mukayese hesaplarına istinat eder. Ancak, deprem zararları ile ilgili elde güvenilir malumatın olmayışı, olsa bile, deprem sırasında çok sayıda can kaybının olabileceği, can kayıplarının da parasal değerlendirilmesinin mümkün olmayacağı gözönünde tutulursa, proje depreminin seçiminin mühendisin kanaat ve kararına kalacağı açıkça görülür. Kanımızca böyle bir kararda başlıca iki faktör ağırlık taşıyacaktır. Bunlardan ilki yapılan tekerrür analizinin hassasiyeti, diğeri inşaatı mutasavver tesisin önemidir. Tarihi depremlerle ilgili malumat çok zaman 100 seneden kısa süreli olup, eski tarihli olanlarla ilgili malumatın ise pek güvenilir olmadığı gözönünde tutulursa, 100 sene tekerrürlü depremler için hesaplanan deprem karakteristiklerinin hemen hemen bir limit olacağı ve bunun üzerindeki tekerrürlü depremler için bulunan karakteristik değerlerin hakikatten büyük mikyasta ayrılacağını söylemek pek yanlış olmayacaktır. Diğer taraftan verilen misalden de görüleceği üzere, tespit edilen dört kaynaktada, 100 yıl tekerrürlü depremlerin magnitüdları 7 civarında hesaplanmıştır. Bu değer dünyada gözlenen depremlerin maksimum magnitüd değeri olan 8'e çok yakın oluşu, 100 yıl tekerrürlü depremin seçilmesi halinde, oldukça büyük bir depremin seçilmiş olduğunu ortaya koyar. Bu bakımdan proje depremi için 100 yıllık tekerrürlü depremin seçilmesi kanaatımızca oldukça iyi bir seçim olacaktır.

Yukarıda izah edilen bütün bu mülahazalara rağmen, misalimizde düşünülen tesislerin, baraj ve müteferri tesisleri olduğu gözönünde tutularak, proje depremi, ATC 3-06 NSF 78-8 no.lu Amerikan standartlarında önerilen, 50 yıllık ekonomik ömür içinde aşınma olasılığı %10 olan depremin alınması prensibine uyularak, 475 yıl tekerrürlü deprem alınmıştır. Esasen 5.2'de verilen tablodaki değerler karşılaştırıldığında 100 ve 475 yıl tekerrürlü değerlerin birbirinden pek fark etmedigide görülür.

5.4. Taban Kayası İçin Hesaplanan Değerlerin Yapı Cinsine Göre Tashihi

Seçilen depreme ait a, v, d değerleri, taban kayasına ait olup %25 sönüme tekabül eder. Bir başka deyimle, zemin üzerine inşa edilecek yapının deprem söndürme yeteneğine bağlı olarak bu değerleri artırmak icap edecektir. Yapılacak artırımlarla ilgili olarak literatürde tavsiye edilen değerler aşağıda topluca verilmiştir.

Sönüm Katsayısı	a	v	d
%	(cm/sn ²)	(m/sn)	(cm)
0	6,4	4,0	2,5
2	4,3	2,8	1,8
5	2,6	1,9	1,4
10	1,5	1,3	1,1
25	1,0	1,0	1,0

Yine ilgili literatürde yapılan tavsiyelere uyularak, sönüm katsayısı, beton barajlarda %2, dolgu barajlarda %10 alınarak seçilen depremin spektrum eğrileri çizilmiştir. (Şekil 2).

Çizilen spektrum eğrilerinden de görüleceği üzere, yapı tabanındaki kesme için kullanılacak zelzele katsayısı:

Beton barajlarda

$$k = (a/g) = 0.128/T$$

$T = 0,35$ sn veya daha küçük değerler için k sabit ve 0,36'dır.

Dolgu tipi barajlarda

$$k = (a/g) = 0,059/T$$

$T = 0,46$ sn. veya daha küçük değerler için k sabit ve 0,13'dür.

Beton barajlarda $T = 3,45$ sn., dolgu barajlarda $T = 4,40$ sn.'den büyük değerler için yukarıda verilen eşitlikler geçerli olmayacağından, yukarıdaki değerlerden büyük özel periyodu olan yapılar için, spektrum eğrilerine bakmak icap edecektir. (yukarıda verilen eşitliklerde a yer titreşim hareketi ivmesini, g yer çekim ivmesini, T ise yapının özel periyodunu (sn olarak) göstermektedir.)

Yukarıda verilen bağıntılar, 2.sınıf deprem bölgesine giren Aşağı Dalaman Havzası Projesi için geçerlidir. Başka tesis yerleri için benzer yoldan giderek yeni münasebetlerin çıkarılması gerekecektir.

6. DOLGU TİPİ BARAJLARIN DEPREME KARŞI MUKABELESİNİN BULUNMASI

Dolgu tipi barajların, dinamik yükler altındaki davranışını belirleyen tatminkar, bir başka deyimle herkesin kabul edebileceği bir yöntem bugün için mevcuttur denemez. 4. kısımda çok katlı binalarda, yada yüksek köprü ayaklarında, yapı kütlelerinin muhtelif noktalarda toplandığı ve bu noktalarında birbirlerine lineer elastik elemanlarla bağlandığı kabulü ile yapılacak bir modal analizin tatminkar neticeler verdiğine işaret edilmişti. Benzer şekilde, dolgu tipi barajlarda, küçük elemanlara ayrılarak ve her eleman için değişik fiziki parametreler kabulü ile modal analizler yapılmaktadır (Finite elements metod). Dolgu tipi barajlar için bir diğer yaklaşımda, baraj gövdesini, sadece kesme kuvveti alabilen yatay tabakalara ayırmak ve bu tabakalara ait yapı kütlelerinin yine belirli noktalarda toplandığı kabulü ile modal analiz yapılması olmaktadır. Bu son iki metodun aslında birbirinden pek büyük bir farkı yoktur. Nitekim her iki metotlarda bulunan neticeler birbirinden pek fark etmemektedir. Aslında zorluk, pratikte dolgu tipi barajların projelendirilmesinde kullanılan statik deprem kuvveti ile, yukarıda izah edildiği şekilde hesaplanan dinamik deprem kuvvetleri arasında bir korelasyonun kurulmayışından ileri gelmektedir. Bir başka deyimle, malzemenin fiziki parametreleri veya emniyet gerilmeleri, depremli durumda nasıl ve ne kadar artırılacak, yada emniyet faktörleri ne kadar ve nasıl azaltılacaktır. Nitekim az hassas ve plastik killerin dinamik yükler altındaki mukavemetinin, statik yüklere nazaran 1,4 ile 2,6 misli olduğu bilinen bir gerçektir. Bu bakımdan bu cins bir malzemeden yapılan bir dolgunun, deprem sırasındaki mukavemetinin, statik yükler altındakine nazaran en az %50 daha fazla olacağı söylenebilecektir.

Diğer taraftan kaya dolgu bir gövdenin, şok enerjisi yutma kabiliyetinin büyük olacağı açıktır. Aslında dolgu tipi barajlar için en büyük tehlike, temelde az sıkı ince kum ve siltten teşekkül etmiş zayıf bir zonun olması halidir. Bu halde, bu zayıf zonda ve deprem anında bir liquefaction olayı husule gelebilir ve durumda da baraj gövdesinin yıkılması kaçınılmaz olacaktır. Bu bakımdan bazı zemin mekanığı uzmanları, dolgu tipi barajlar için deprem kriteri olarak kritik boşluk oranı değerini vermektedirler. Ancak bu kriterin, yapılan bütün dolgularda, sıkıştırmanın kritik boşluk oranının çok üstünde olduğu düşünülürse, pek pratik bir kıymeti olmamaktadır.

Yakın zamanlara kadar, sağlam temele oturan dolgu tipi barajlar 0,05 g'lik zayıf temele oturan ise 0,10 g'lik yatay statik deprem yüküne göre projelendirilmişlerdir. Bu şekilde projelendirilen ve sayıları binlerin üzerindeki bu barajlar, bilahere oldukça büyük deprem tesirlerine maruz kalmış olmalarına rağmen, hemen hepsi ayakta kalmış ve depremden sonra bu barajlarda önemli bir hasar tesbit edilmemiştir.

Halbuki yakın zamanlarda, yukarıda bahsedilen modal analizlerin gelişmesine paralel olarak, dolgu tipi barajların projelendirilmelerinde nazarı dikkate alınan yatay statik deprem kuvveti 0,10 g, 0,15 g hatta 0,2 g mertebesine kadar yükseltilmiş bulunmaktadır. Bu durumun projelerin ekonomisi üzerinde ne kadar büyük menfi etkisi olacağını söylemek yanlış olmayacaktır.

Bu bakımdan, doğruluğu şüphe götürse, ve bulunacak dinamik deprem yüklerinin statik yüke tahvilinde ne şekilde hareket edileceği tam olarak bilinmese bile, dolgu tipi barajlar için modal analiz yapılmış, bulunan neticeler aşağıda verilmiştir. Bulunan neticeler aynen kullanılsa bile, dolgu ile ilgili değişkenlerin dinamik yüklere olan tesir derecelerini izlemek bakımından, yapılan çalışmanın faydalı olduğu kanısını taşımaktayız.

6.1. Seçilen Model

Kret genişliği (B), yüksekliği (H), ve şev açılarının cotg'ları toplamı (N) olan, yamuk şekilli ve tek tip bir malzemeden yapılmış bir dolgu gövdesi düşünülmüştür. Bu gövde dolgusu, tabandan itibaren,

irtifanın 0,2'si 0,3 u, 0,3 u, ve 0,2 kalınlığında dört tabakaya ayrılmıştır. Gövde dolgusunun yatay hareketleri sırasında, bu tabakaları meydana getiren malzemenin sadece yatay kesme kuvvetlerini alabileceği kabul edilmiştir. Bilahere, gövde dolgusunu teşkil eden malzeme kütlelerinin, dolgu tepesinde ve tabaka ara kesit noktalarında toplandığı kabulü yapılmıştır. Böylece bağ elemanları yalnız kesme kuvveti alabilen, dört kütleli (dört serbestlik dereceli) bir sistem elde edilmiştir. (Şekil 3). Şeklin tetkikinden de anlaşılacağı üzere, sistem kütleleri kat seviyelerinde toplanmış dört katlı bir binanın, modal sistemine çok benzemektedir. Ancak bina modelinde bağ elemanları eğilme alabilirken, dolgu modelinde bağ elemanları yalnız kesme kuvveti alabilmektedir.

Sistemin yay katsayılarının belirlenebilmesi için, dolguyu meydana getiren malzemenin kayma mukavemetinin bilinmesi gerekir.

Bunun içinde, malzemenin dinamik şartlarda fiziki parametrelerinin tesbitine ihtiyaç vardır. Bu konu ile ilgili literatür tetkik edildiğinde, granüler zeminler için, küçük deformasyonlarda (small-strain) kayma elastisite modülü için, aşağıdaki genel bağıntı verilmektedir.

$$G_{\max} = AF \sqrt{P'_o P_a} \quad (1)$$

Burada;

P'_o : Ortalama efektif gerilme

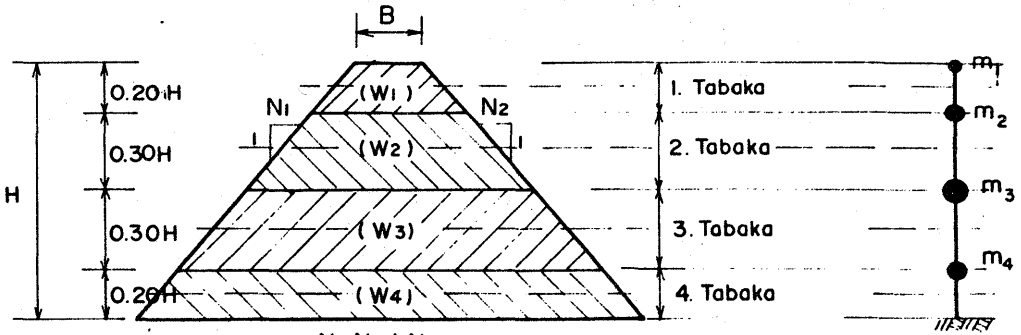
P_a : Atmosfer basıncı

F : Boşluk oranının bir fonksiyonu

A : Amprik boyutsuz bir değişken

Aslında, dolgu malzemesinin dinamik şartlardaki fiziki parametreleri, a) malzemenin yoğunluğuna, malzemenin büyüklük ve şekline, granülometrisine b) dinamik yüklemmeden evvelki içinde bulunduğu efektif statik gerilmeye c) ve nihayet dinamik yükün süre ve zaman içindeki değişimine bağlıdır.

Aranılan parametre büyüklüğünün bu kadar çok değişkene bağlı oluşu, problemin zorluğunu ortaya koymakta, bir başka deyimle kabul edilecek



$$m_1 = \frac{W_1}{2g} \quad m_2 = \frac{W_1 + W_2}{2g} \quad m_3 = \frac{W_2 + W_3}{2g} \quad m_4 = \frac{W_3 + W_4}{2g}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & 0 & -k_3 & k_3 + k_4 \end{bmatrix}$$

Şekil . 3

bir değere göre bulunacak neticelerin güvenliğine gölge düşürmektedir.

Baraj dolgularında, malzemenin yeteri kadar sıkıştırılacağı düşünülürse, yukarıda verilen eşitlik aşağıda verildiği gibi çok daha basit bir şekle dönüştürülebilmektedir.

$$AF = 35,30 \cdot \phi \quad (2)$$

Burada ϕ derece olarak malzemenin içsel sürtünme açısını göstermektedir. (2) no.lu eşitlikte değişik malzeme cinsleri için değerler konursa:

Malzeme	$\phi (^{\circ})$	AF
Kaya	45	1589
Kum - Çakıl	35	1235
Kil	14	494

değerleri elde edilir. Bu değerlerde yine literatürde bu tip malzemeler için verilen değerlere oldukça iyi bir yaklaşımı ifade eder. Diğer taraftan, tesisin deniz seviyesinde olduğunu kabul edersek, P_a olarak 10 t/m² alınır, (1) no.lu eşitlik aşağıdaki basit şekle sokulabilir.

$$G_{\max} = 111,6 \cdot \phi \sqrt{P'_0} \quad (3)$$

Burada efektif gerilme t/m² cinsinden konunca, G de t/m² cinsinden bulunabilecektir.

G'nin (3)'de verilen eşitlik hesaplanmasının pratik manası, aşağıdaki gibi özetlenebilir.

a) P'_0 efektif gerilme olduğuna göre, malzemenin su içinde batık yada olmadığı nazarı dikkate alınmış olmaktadır.

b) Formülde ϕ° nazarı dikkate alındığından, malzeme cinsi nazarı dikkate alınmış olmaktadır.

c) Yine G derinliğin kare kökü ile değişeceğinden, dolgu tabanına inildikçe malzemenin kayma mukavemetinin artacağı nazarı dikkate alınmış olmaktadır.

Bundan sonra, tabakanın yay katsayısının hesabı kolayca bulunabilir. Tarifi icabı, yay katsayısı, tabakaya gelen 1 tonluk yatay bir kuvvetin yaptıracığı deformasyon olduğuna göre, ve G tabakanın ortalama kayma elastisite modülü, L(m) tabakanın ortalama uzunluğu, ve tabakanın derinliğinin de l(m), ve tabaka kalınlığı h(m) olduğu kabul edilirse, yay katsayısı:

$$k(t/m) = G(t/m^2) \cdot ((L(m) \cdot l(m)/h(m))) \quad (4)$$

olarak hesaplanabilir.

Yapılan hesabın yaklaşıklığı göz önünde bulundurularak, birim hacim ağırlıklarının, malzemenin cinsine göre değiştirilmesine gerek görülmemiştir. Bu bakımdan malzeme cinsi ne olursa olsun, batık olmayan malzemenin birim hacim ağırlığı 2 t/m³, batık halde ise (2-1 = 1 t/m³) alınmıştır.

6.2. Esas Münasebetler

Genelde, yapı sisteminin depreme karşı mukabelesi, (serbest titreşim (free vibration) hali), hareketin diferansiyel denkleminin direk integrasyonu veya modal analiz yolu ile çözülmektedir. Misalimizde modal analiz yolu kullanılacaktır. Modal analiz yönteminde, her mod için sistemin mukabelesi bulunur ve bunlar süperpoze edilerek, sistemin toplam mukabelesi elde edilir. Çok serbestlik derecesi olan sistemlerde, serbestlik derecesine eşit adette mod vardır ve her mod harmonik olup, periyodiktir ve sinüs veya cosinüs fonksiyonları ile ifade edilebilir. Titreşim hareketinin her moduna tekabül eden bir frekans vardır, ve çok serbestlik derecesini haiz bir sistem, o frekansda serbest titreşime tabi tutulursa, o moda göre titreşim hareketi yapar. Bu bakımdan bir sistemin modal analizi yapılacaksa, evvela modal şekilleri ve modlara tekabül eden frekans veya periyodları bulunmalıdır.

Matris cebiri kullanılmak şartıyla, hareketin diferansiyel denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$[M] \cdot \{\ddot{X}\} + [K] \cdot \{X\} = \{F(t)\} \quad (5)$$

Burada;

$[M]$: Diyagonal kütle matrisi

$[K]$: Rijitliğin (stiffness) kare matrisi

$\{X\}$, $\{\dot{X}\}$ ve $\{F(t)\}$: ivme, yer değiştirme ve kuvvet vektörleridir.

Serbest titreşim halinde $\{F(t)\} = 0$ olacağından, eşitlik (5)'in çözümü, karakteristik değer problemi haline inkılap eder, ve serbestlik derecesi kadar, karakteristik değer veya titreşim hareketinin, tabii frekanslarının bulunmasına müncer olur. Bu karakteristik değerleri Eigen değerleri de denir. Diferansiyel denklemin çözümü basit harmonik hareket olduğuna göre, hareketin denklemi:

$$\{X\} = \{\gamma\} \cdot \sin(\omega t) \quad (6)$$

yazılırsa, ve burada γ hareketin genlik vektörü olduğuna göre (5) ifadesi aşağıdaki şekli alır.

$$[K] \cdot \{\gamma\} = \omega^2 [M] \cdot \{\gamma\}$$

veya

$$[K] - \omega^2 [M] = 0 \quad (7)$$

(7) ifadesi determinatı açılırsa ω^2 göre n'inci mertebeden çıkar ve n adette kök bulunur. Bu değerler sistemin tabii frekanslarına tekabül eder. ω^2 ler bulunduktan sonra (7) de yerine konursa, genlikler nümerik olarak bulunamasa bile, birbirlerine nisbetleri bulunabilir. Bu şekilde bulunan $\{\gamma\}$ vektörlerine, Eigen vektörleri veya mod şekilleri adı verilir.

ω^2 er belli olunca, sistemin tabii periyodları $T=2\pi/\omega$ eşitliğinden hesaplanabilir.

Misalimizde, serbestlik derecesi dört olduğundan, 4 adet tabii periyod, ve her periyod içinde dört tane mod vektörü elde edilir. Bu değerler yardımıyla, her tabii periyod için harekete iştirak eden kütle miktarı ve kütle konsantrasyon noktalarındaki atalet kuvvetleri bulunur. Dört ayrı tabii periyod için bulunan bu atalet kuvvetleri süperpoze edilerek, sistemin nihai mukabelesi elde edilir. Bu süperpozisyonda, değişik periyodlar için, deprem hareketinin ivmeside değişik olacağından, ufak bir tashih gerekli olacaktır.

Yukarıda kısaca anlatılanlar, nümerik bir misal üzerinde gösterilecek ve tabii periyodlar ve mod vektörleri elde edildikten sonra harekete iştirak eden kütle miktarı ve kütle konsantrasyon noktalarındaki atalet kuvvetlerinin ne şekilde hesaplanacağı bilfiil gösterilmiş olacaktır.

6.3. Sayısal Örnek

Kret genişliği $B=15$ m. şevlerin toplam (cotg)ları $N=4$ olan $H=100$ m. yüksekliğinde, suya batık kaya dolgu tipi bir baraj olsun, dolgunun içsel sürtünme açısı 45^0 , suya doymun birim hacim ağırlığı $2t/m^3$ batık birim hacim ağırlığı $1t/m^3$ olsun. Bu verilere göre barajın, tabii periyodlarını ve sistemin mukabelesini hesaplamaya çalışalım.

Barajı, 6.1'de verilen modele göre dört tabakaya ayıralım, her tabakaya ve kütle konsantrasyon noktalarına yukarıdan aşağıya doğru numara verilmek suretiyle tabakalarla ilgili karakteristik değerler Tablo 1 ve 2'de verilmiştir.

Tablo 1. Tabakalarla İlgili Karakteristik Değerler

No.	Alanı (m^2)	Ağırlığı(ton)	Tabaka irtifai(m)	Taban Basıncı (t/m^2)
1	1100	2200	20	11,58(efektif)
2	4650	9300	30	26,74
3	8250	16500	30	41,79
4	<u>7500</u>	<u>15000</u>	<u>20</u>	51,81
	21500	43000	100	

Tablo 2.Tabakalarla İlgili Karakteristik Değerler

No.	G(t/m ²)	L(m)	Ort. G(t/m ²)	Ort.L(m)	K(t/m)
	5022(x)	15			
1	17089	95	11055	55	30402
2	25971	215	21530	155	111238
3	32465	335	29218	275	267833
4	36147	415	34306	375	643229

(x) Baraj tepesinde G sıfır olacağından, 1 m. derinlik için hesaplanan G değeri ortalama G'nin hesabında kullanılmıştır.

Şekil 4 'den de görüleceği üzere, kütlenin tepede ve tabaka ara kesitlerinde toplandığı varsayılarak, yine yukarıdan aşağı olmak üzere konsantrasyon noktalarındaki kütleler hesaplanmıştır. Neticeler Tablo 3' de verilmiştir. (Kütle = Ağırlık/9,81)

Tablo .3. Konsantrasyon Noktalarındaki Kütleler

Kons. No.	Kütle(ton)
1	112
2	586
3	1314
4	<u>1605</u>
	3617

Yukarıdaki bilgiler sayesinde, (7) münasebetindeki M ve K matrisleri yazılabilir

$$[M] = \begin{bmatrix} 112 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 586 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1314 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1605 \end{bmatrix}$$

[K] matrisine gelince, kabul edilen sistem için, aşağıdaki gibi doğrudan doğruya yazılabilir.

Değerler yerine konursa:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & -k & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & 0 & -k_3 & k_3 + k_4 \end{bmatrix}$$

Değerler yerine konursa:

$$[K] = \begin{bmatrix} 30402 & -30402 & 0 & 0 \\ -30402 & 141640 & -111238 & 0 \\ 0 & -111238 & 379071 & -267833 \\ 0 & 0 & -267833 & 911072 \end{bmatrix}$$

şeklini alır. $\lambda = \omega^2$ konursa eşitlik (7)'de bahsi geçen λ' ya göre dördüncü dereceden polinomun katsayıları, aşağıda verilen tablonun yapılması suretiyle sistematik olarak bulunabilir.

A	B	C	D	E	F
$a_1 = k_1/m_1$	$b_1 = b_2 + a_3$	$c_1 = a_1 \cdot b_1$	$d_1 = d_2 + c_3$	$e_1 = a_1 \cdot d_1$	$f_1 = e_3$
$a_2 = k_1/m_2$	$b_2 = b_3 + a_4$	$c_2 = a_2 \cdot b_2$	$d_2 = d_3 + c_4$	$e_2 = e_2 \cdot d_2$	
$a_3 = k_2/m_2$	$b_3 = b_4 + a_5$	$c_3 = a_3 \cdot b_3$	$d_3 = c_5$	$e_3 = a_3 \cdot d_3$	
$a_4 = k_2/m_3$	$b_4 = b_5 + a_6$	$c_4 = a_4 \cdot b_4$		$E = \sum e_i$	
$a_5 = k_3/m_3$	$b_5 = a_7$	$c_5 = a_5 \cdot b_5$			
$a_6 = k_3/m_4$		$C = \sum c_i$			
$a_7 = k_4/m_4$					
$A = \sum a_i$				$G = a_1 f_1$	

$$\lambda^4 - A \lambda^3 + C \lambda^2 - E \lambda + G = 0 \quad (8)$$

Yukarıda verilen tabloda misalimizle ilgili nümerik değerler konursa:

A	B	C	D	E	F
271,44	1045,94	283909	276180	74966329	15506196
51,88	856,12	44415	129739	6730894	
189,82	771,47	146440	81688	<u>15506196</u>	
84,65	567,64	48050		97203420	
203,83	400,77	<u>81688</u>			
166,87		604505			
<u>400,77</u>					
1369,26					

$$G = 4209001975$$

Bu değerler yardımıyla polinom aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\lambda^4 - 1369,26 \lambda^3 + 604505 \lambda^2 - 97203420 \lambda + 420901975 = 0$$

Bu polinomun kökleri, tabii frekans veya periyodları verir. Hesaplanırsa:

$\lambda_1 = 67,509$	ve buradan	$T_1 = 0,769$	saniye
$\lambda_2 = 232,343$		$T_2 = 0,414$	"
$\lambda_3 = 400,821$		$T_3 = 0,315$	"
$\lambda_4 = 667,844$		$T_4 = 0,244$	"

olarak bulunur. Bundan sonra tabii periyoda tekabül eden mod şekilleri hesaplanabilir. Daha evvelce işaret edildiği gibi bulunacak mod vektörleri, genliklerin hakiki değerleri olmayıp, kütle konsantrasyon noktalarının birbirlerine göre izafi deplasmanlarını gösterir. Modların hesabında, aşağıdaki münasebetten istifade edilecektir.

$$[[K] - \lambda \cdot [M]] \cdot \{ \gamma \} = 0$$

Bu eşitlikte, evvela λ yerine λ_1 konur ve $\gamma_1 = 1$ kabulü yapılarak diğer γ ler hesaplanır. Sonra λ yerine λ_2 konur ve yine $\gamma_1 = 1$ kabulü yapılarak diğer γ ler hesaplanır. Elde edilen sonuçlar Tablo 4'te verilmiştir.

Tablo 4. Mod Vektörleri { γ }

Nokta	T_1 için	T_2 için	T_3 için	T_4 için
1	1,00	1,00	1,00	1,00
2	0,751	0,143	-0,478	-1,463
3	0,416	-0,266	0,128	3,012
4	0,139	-0,132	0,128	-5,006

T_1 periyoduna tekabül eden mod'a esas veya temel mod adı verilir. Çok zaman, atalet kuvvetlerinin hesabında bu mod'la yetinilmektedir. Ancak misalimizde T_1 ve T_2 periyodlarına tekabül eden en az iki mod'la hesap yapılacaktır. Böylece ikinci modun tesirinin mertebesi hakkında bir fikir edinmek mümkün olabilecektir.

Bundan sonra, Baraj kütlesinin veya baraj ağırlığının, serbest titreşime tabi tutulması halinde, harekete iştirak eden kütlesi veya ağırlığının hesabı yapılacaktır. Aşağıda yapılacak hesaptan da görüleceği üzere, bu miktar her mod için değişik olup, en büyük değeri temel mod için alır. Buradan da atalet kuvvetlerinin hesabında temel modun ne için alındığı da kolayca anlaşılabilir. Hesap noktalarında toplanmış kütleler için yapılabileceği gibi, noktalardaki ağırlıklar içinde yapılabilir. Kütle için yapıldığında, atalet kuvvetlerinin bulunmasında, neticeleri yer çekim ivmesi olan $9,81 \text{ m/sn}^2$ ile çarpmak icap edeceğinden, nokta ağırlıkları ile hesap yapılacaktır.

Baraj gövdesinin harekete iştirak eden kısmı, aşağıdaki eşitlikle hesaplanacaktır.

$$Wl(T) = \frac{(w_1 \cdot \gamma_1 + w_2 \cdot \gamma_2 + w_3 \cdot \gamma_3 + w_4 \cdot \gamma_4)}{w_1 \cdot \gamma_1^2 + w_2 \gamma_2^2 + w_3 \cdot \gamma_3^2 + w_4 \cdot \gamma_4^2}$$

Hesap tablo haline getirilirse:

Nokta	w(ton)	γ	w. γ	γ^2	w. γ^2
1	1100	1,000	1100	1,000	1100
2	5750	0,751	4318	0,569	3243
3	12900	0,416	5366	0,173	2232
4	<u>15750</u>	0,139	<u>2189</u>	0,019	<u>299</u>
	35500		12973		6874

$$Wl(T_1) = (12973)^2 / 6874 = 24483 \text{ ton}$$

Bu miktarın toplam nokta ağırlıklarına oranı, $24483/35500 = 0,69$
Yine bu miktarın toplam baraj ağırlığına oranı $24483/43000 = 0,57$ olarak bulunur.

Benzer hesap diğer modlar için yapılırsa, aşağıdaki neticeler elde edilir.

$$Wl(T_2) = 5379 \text{ ton}, \quad 5379/35500 = 0,15, \quad 5379/43000 = 0,125$$

$$Wl(T_3) = 1407 \text{ ton}, \quad 1407/35500 = 0,04, \quad 1407/43000 = 0,03$$

$$Wl(T_4) = 4260 \text{ ton}, \quad 4260/35500 = 0,12, \quad 4260/43000 = 0,09$$

Yukarıdaki neticelerin tetkikinde görüleceği üzere, harekete iştirak yüzdesi birinci mod için 0,69 iken ikinci modda bu 0,15'e üçüncü modda 0,04 nisbetine inmektedir. Aslında bulunan bu Wl ton kuvvetleri, deprem ivmesinin yer çekim ivmesine eşit olması halindeki taban kesme kuvvetleridir. Bir başka deyimle, tabanda 1 g'lik bir deprem için taban kesme kuvveti, birinci mod için baraj toplam ağırlığının 0,57 si olmaktadır.

Bundan sonra, baraj tabanındaki kesme belli olduğuna göre, bunun baraj yüksekliği içinde ne şekilde dağıldığını hesaplayabiliriz. Atalet kuvvetlerinin yükseklik boyunca dağılımı aşağıdaki eşitlikle hesaplanacaktır.

Her konsantrasyon noktasına gelen atalet kuvvetleri $F_1, F_2 \dots$ ise

$$F_1 = Wl(T_1) \cdot C_1$$

$$F_2 = Wl(T_1) \cdot C_2$$

$$F_3 = Wl(T_1) \cdot C_3$$

$$F_4 = Wl(T_1) \cdot C_4$$

Bu eşitliklerdeki C_i katsayıları ise:

$$C_i = \frac{w_i \cdot \gamma_1}{w_1 \gamma_1 + w_2 \gamma_2 + w_3 \gamma_3 + w_4 \gamma_4}$$

eşitliği ile hesaplanacaktır. Nümerik değerlerin hesabı için tablo yapılırsa, (Birinci mod için atalet kuvvetleri)

Nokta	C_i	F_i	Q_i (kesme k.)	$Q_i / \Sigma w_i$	Dağılım
1	0,085	2076	2076	0,94	1,65
2	0,332	8149	10225	0,89	1,56
3	0,414	10127	20352	0,73	1,28
4	0,169	4131	24483	0,57	1,00
	1,000				

Aynı hesap ikinci mod için yapılmak istenirse, tabii periyodların farklı oluşları yüzünden, ikinci mod'un deprem ivmesi, birinci modun deprem ivmesinin, (T_1/T_2) misli olacağını hesaba katmak icap edecektir (Deprem ivmelerinin tabii periyodla orantılı olacağı kabulü ile). Misalimizde T_1/T_2 oranı 1,86 olmaktadır. Birinci modun deprem ivmesi 1,0 g kabul edildiğine göre, ikinci modunki 1,86 g olur. Ancak bu büyümeyi ikinci modun atalet kuvvetlerinin hesabında nazarı dikkate alacağımızdan, neticede sadece birinci modun periyodunu bulmak ve birinci modun atalet kuvvetlerini hesaplamak yeterli olacaktır. Nümerik değerler yerine konursa, aşağıdaki tabloda verilen değerler elde edilir.

Nokta	C_i	F_i	1,86 Q_i
1	-0,31	-1649	-3067
2	-0,23	-1232	-5358
3	0,96	5143	4207
4	0,58	3116	10003
	1,00		

iki modun süpervizyonu yapıldığında, kesme kuvvetlerinin kareleri toplamının kare kökü alınırsa, birinci ve ikinci modun beraberce nazarı dikkate alınması halinde nihai kesme kuvvetleri, bunların tabakaların toplanarak bulunan ağırlıklara oranı, ve dağılım emsalleri aşağıdaki gibi bulunur.

Nokta	Q	Q/Σw	Dağılım
1	3703	1,68	2,75
2	11544	1,00	1,63
3	20782	0,74	1,21
4	26447	0,61	1,00

Yalnız birinci mod nazarı dikkate alınarak hesaplanan kesme kuvvetleri ile, birinci ve ikinci mod müştereken nazarı dikkate alınarak hesaplanan kesme kuvvetleri karşılaştırılırsa, aşağıdaki neticeler elde edilir.

Nokta	Q ₁ (Birinci mod)	Kesme kuvvetleri (ton) (Birinci + Q ₂ , İkinci mod)	(Q ₁ +Q ₂)/Q ₁
1	2076	3703	1,78
2	10225	11544	1,13
3	20352	20782	1,02
4	24483	26447	1,08

Tablonun tetkikinden görüleceği üzere, ikinci mod'un hesaplara ilavesi, baraj tabanındaki kesme kuvvetinde %8'lik bir artışa sebep olurken, baraj tavanındaki kesme kuvvetinde %78 lik bir artışa sebep olmaktadır. Pratikte bu neticeye, deprem hareketinin, tepedeki kamçı tesiri adı verilmektedir. Ancak bu neticeye, baraj tepe noktasının, baraj taban noktasıyla aynı anda uyarıldığı esastan çıkılarak varıldığı gözden uzak tutulmamalıdır.

Modal hesabı kapatmadan, son olarak serbest titreşim hareketinin sonucu meydana gelecek deformasyonların hesabı yapılacaktır. Bunun için sadece birinci mod nazarı dikkate alınacak kütle konsantrasyon noktalarının, baraj tabanını 1 g'lik bir ivme verilmesi halinde, ötelenme miktarları hesaplanacaktır. Sistemin rijitlik (stiffness) matrisi ve atalet

kuvvetleri bilindiğine göre, deformasyonlar dört bilinmeyenli dört denklem çözülerek kolayca bulunabilir.

$$[K] \cdot \{y\} = [F]$$

Misalimiz için bu hesap yapılırsa aşağıdaki neticeler elde edilir.

Nokta	d(m)
1	0,274
2	0,206
3	0,114
4	0,038

Bu neticeye göre, baraj tepesinde 27,4 cm lik bir deformasyon olmakta, deformasyonun baraj irtifasına nisbeti ise binde 2,7 olmaktadır. Hesaplanan deformasyonların, tabana tatbik edilen deprem ivmesi ile orantılı olacağı açıktır.

6.4. Genel Münasebetlerin Çıkarılması

Kabul edilen modelde mevcut değişkenlerden biri değiştirilmek buna mutabil diğerleri sabit tutulmak suretiyle, sistemin tabii periyodunun, taban kesme kuvvetinin ve kesme kuvvetinin irtifa boyunca dağılımının, bu değişkenegöre nasıl değiştiği etüt edilecektir.

Esas değişkenler, H(m) irtifa, B(m) kret genişliği, N toplam şev meyli cotg'ları, ϕ^0 malzemenin içsel sürtünme açısı, dır. Bunlara ilaveten birde malzemenin su içinde batık veya su dışında olduğu haller nazarı dikkate alınacaktır. (Bütün hallerde (3) no.lu eşitliğin جاری olduğu kabul edilecektir.)

- a) B = 0 m., $\phi = 45^0$, N = 4, dolgu suya batık değilken,
H = 50, 100, 200 m. için hesap yapılırsa:

H (m)	T.Periyod(sn)	Mod 1		Mod (1 + 2)	
		h/H	Q/Σw	h/H	Q/Σw
50	$T_1 = 0,337$	0,80	0,97	0,80	1,79
	$T_2 = 0,206$	0,50	0,88	0,50	1,01
	$T_3 = 0,159$	0,20	0,72	0,20	0,73
	$T_4 = 0,123$	0	0,56	0	0,61
100	$T_1 = 0,636$	0,80	0,99	0,80	1,84
	$T_2 = 0,354$	0,50	0,88	0,50	0,98
	$T_3 = 0,275$	0,20	0,72	0,20	0,73
	$T_4 = 0,208$	0	0,56	0	0,60
200	$T_1 = 1,071$	0,80	1,02	0,80	1,88
	$T_2 = 0,606$	0,50	0,88	0,50	0,97
	$T_3 = 0,471$	0,20	0,71	0,20	0,73
	$T_4 = 0,350$	0	0,55	0	0,59

Yukarıdaki değerler bulunur. Elde edilen değerlerle, değişken arasında korelasyonlar yapılırsa,

$$T_1 = 0,0198 (H)^{0,75} \text{ burada } H, \text{ metre, } T_1 \text{ saniyedir.}$$

periyod numarası m ise,

$$T_m = T_1 (m)^{-0,79}$$

eşitlikleri elde edilir. Kesme kuvvetlerinin irtifa boyunca değişimine gelince, genellikle H'dan müstakıl olduğu görülür. Sadece h/H'nın 0.8 değeri için, $Q/\Sigma w = 1,77 + 0,0006 H$ alınabilir. (Birinci ve ikinci modların beraberce düşünülmesi halinde). Bu eşitlikte bile H'nın etkisi on binde altı mertebesinde. h/H'nın 0,8 değeri için Q/Σw değeri 1,85 alınarak H'nın tesiri ihmal edilebilir.

Burada tesbit edilen en önemli husus, sistemin temel periyodunun H 'nin $3/4$ ncü kuvvetiyle değiştiği hususudur.

- b) $H = 100$ m., $B = 0$ m., $N = 4$, dolgu suya batık değilse
 $\phi = 35^\circ$ ve 15° için hesap yapılırsa:

ϕ°	T.Periyod (sn)	Mod 1		Mod(1+2)	
		h/H	Q/ Σw	h/H	Q/ Σw
35°	$T_1 = 0,721$	0,80	0,99	0,80	1,84
	$T_2 = 0,401$	0,50	0,88	0,50	0,98
	$T_3 = 0,312$	0,20	0,72	0,20	0,73
	$T_4 = 0,236$	0	0,56	0	0,60
15°	$T_1 = 1,102$	0,80	0,99	0,80	1,84
	$T_2 = 0,613$	0,50	0,88	0,50	0,98
	$T_3 = 0,477$	0,20	0,72	0,20	0,73
	$T_4 = 0,360$	0	0,56	0	0,60

Yukarıdaki değerler bulunur. Elde edilen değerlerle, değişken arasında korelasyonlar yapılırsa,

$$T_1 = 4,2729 (\phi^\circ)^{-0,5}$$

eşitliği elde edilir. Diğer periyodlarla T_1 arasındaki bağıntı yukarıda verildiği gibidir. Münasebetin şekliinden de görüleceği gibi, sistemin temel periyodu (ϕ°) 'nin kare kökü ile ters orantılı olmaktadır. Buna mukabil, Kesme kuvvetlerinin irtifa boyunca değişimi hiç değişmemektedir. Bir başka deyimle ϕ 'den bağımsızdır.

- c) $H = 100$ m., $B = 0$ m., $\phi^\circ = 45$, dolgu suya batık değilse
 $N = 2$ ve 6 için hesap yapılırsa,

N	T.Periyod(sn)	Mod 1		Mod(1+2)	
		h/H	Q/ Σw	h/H	Q/ Σw
2	$T_1 = 0,636$	0,80	0,99	0,80	1,84
	$T_2 = 0,354$	0,50	0,88	0,50	0,99
	$T_3 = 0,275$	0,20	0,72	0,20	0,73
	$T_4 = 0,208$	0	0,56	0	0,60
6	$T_1 = 0,636$	0,80	0,99	0,80	1,84
	$T_2 = 0,354$	0,50	0,88	0,50	0,99
	$T_3 = 0,275$	0,20	0,72	0,20	0,60
	$T_4 = 0,208$	0	0,56	0	0,60

Yukarıdaki neticelerden görüleceği gibi, sistemin tabii periyodları ve kesme kuvvetinin irtifa boyunca dağılımı, N şev meylinde bağımsız olmaktadır.

d) $H = 100$ m., $\phi^0 = 45$, $N = 4$, dolgu suya batık değilse,
 $B = 15$ m., 30 m. için hesap yapılırsa,

B	T.Periyod(sn)	Mod 1		Mod(1+2)	
		h/H	Q/ Σw	h/H	Q/ Σw
15	$T_1 = 0,647$	0,80	0,94	0,80	1,67
	$T_2 = 0,349$	0,50	0,89	0,50	1,00
	$T_3 = 0,265$	0,20	0,73	0,20	0,74
	$T_4 = 0,206$	0	0,57	0	0,61
30	$T_1 = 0,636$	0,80	0,90	0,80	1,56
	$T_2 = 0,345$	0,50	0,89	0,50	1,00
	$T_3 = 0,259$	0,20	0,73	0,20	0,75
	$T_4 = 0,204$	0	0,58	0	0,63

Yukarıdaki değerler bulunur. Elde edilen değerlerle değişken arasında korelasyonlar yapılırsa,

$$T_1 = T_1 (B \approx 0) + 0,0007 B$$

$$T_m = T_1 \cdot (m)^{-0,84}$$

$$h/H = 0,80 \text{ için } Q/\Sigma w = 1,84 - 0,933 (B/H)$$

eşitlikleri bulunur. Eşitliklerden de görüleceği üzere T_1 periyodu, B nin on binde 7 si nisbetinde artmakta, buna mukabil baraj dolgusu tepesindeki kesme kuvveti, bundan çok daha önemli derecede takriben B nin yüzde biri nisbetinde azalmaktadır. Bulunan bu neticelere bakarak şu netice çıkarılabilir.

- Baraj kret genişliği artırılarak temel periyotta önemli bir artış sağlanamaz, hatta B nin etkisi ihmal edilebilir.
- Buna mukabil, B artırılarak kesme kuvvetinin irtifa boyunca dağılımı oldukça islah edilebilir. Mesela misalimizde $B=30$ yapılmak suretiyle taban kesme kuvvetinde %5 lik bir artışa mukabil, tepe kesme kuvvetinde %15 lik bir azalma temin edilmiş olmaktadır. Bu son netice, deprem bölgelerinde inşa edilecek baraj kretlerinin geniş tutulması yolundaki genel kaideyi doğrular mahiyettedir.

- e) En son olarakta, dolgunun batık veya batık olmaması halleri karşılaştırılırsa,

Temel periyod, batık olması halinde, batık olmaması haline nazaran 1,19 misli artmakta, buna mukabil kesme kuvvetleri dağılımında herhangi bir değişiklik olmamaktadır.

7. TEMEL PERİYODUN BULUNMASI

Kabul edilen modelin temel periyoduna en önemli etkisi olan iki değişkenin, H ve ϕ olduğu, yapılan ve detayı yukarıda verilen hesaplardan kolayca anlaşılır. B değişkeninin on binde yedilik veya B/H nın %7 lik tesiri ihmal edilirse, yukarıda hesaplanan değerlerden, sistemin temel periyod formülü yapılacak bir korelasyonla kolayca bulunabilir. Bu hesap yapılırsa, aşağıda verileneşitlik elde edilir.

$$T_1 = 0,134 H^{0,75} \phi^{-0,5}$$

Dolgunun batıklık oranı (z) ise, yani dolgu tamamen batık durumda ise z=1, dolgu su dışında ise z=0, olduğuna göre, yukarıda verilen temel periyod eşitliği aşağıdaki gibi tashi edilmek nihai durumunu alır.

$$T_1 = 0,134 (1+0,19 z) \cdot (H)^{0,75} \phi^{-0,5} \quad (9)$$

Bu eşitlikteki en şayanı dikkat husus, T_1 in B, ve N den müstakil oluşudur.

7.1. Temel Periyod Eşitliğinin Hassasiyeti

Eşitlik (9)'da mevcut üç değişkenderz ve H'da hata yapmak pek mümkün olamayacağına göre, tahmin hatası yapılabilecek yegane değişken ϕ olmaktadır. Yukarıdaki hesaplar tetkik edildiğinde ϕ^0 , malzemenin kayma elastisite modülünü veren (3) ifadesi içinde geçmektedir. Bu ifadede bir katsayı kerre ϕ ifadesi geçmektedir. ϕ 'de yapılacak hata derken bu katsayıda yapılacak hatayıda düşünmek icap eder. İfadede bu iki değer çarpım halinde geldiğinden, her birinde yapılacak hatayı toplamak icap edecektir. Bu bakımdan katsayıda %20 lik bir hata ϕ 'nin takdirinde de %10 luk bir hata yapıldığı kabul edilirse, ϕ 'de yapılacak hatayı %30 olarak almak veya düşünmek icap eder. Yalnız burada katsayı ve ϕ 'de yapılan takdir hatalarının aynı yönde olduğu kabul edilmiştir. Aksi takdirde birbirinden çıkarmak icap edeceği tabiidir. (9) numaralı eşitlikte ϕ karekök ifadesi ile geldiğinden,

ϕ 'nin %30 büyük tahmin edilmesi halinde, T_1 %12 küçük
 ϕ 'nin %30 küçük tahmin edilmesi halinde, T_1 %19 büyük

olarak hesaplanacak demektir.

8. KESME KUVVETİNİN İRTİFA BOYUNCA DAĞILIMI

Yukarıda yapılan hesap neticeleri tetkik edildiğinde, kesme kuvvetlerinin dolgu irtifai boyunca değişiminin birbirinden pek fark etmediği, bir başka deyimle oldukça sabit kaldığı görülür. En büyük değişiklik

$h/H = 0.80$ için $Q(\text{tepe})$ değeri mevcuttur. İkinci derecedeki değişiklik ise $h/H = 0$ için $Q(\text{taban})$ değeri olmaktadır. Tepe ve taban dağılım katsayılarının (B/H) ve (H) ya göre değiştiği kabul edilerek çoklu korelasyon yapılarak, tepe ve taban dağılım katsayıları hesaplanmıştır. Aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

h/H	$Q/\Sigma w$
0,80	$1,73 + 0,087 (H/100) - 0,794 (B/H)$
0,50	1,00
0,20	0,74
0	$0,616 - 0,0142 (H/100) + 0,0814 (B/H)$

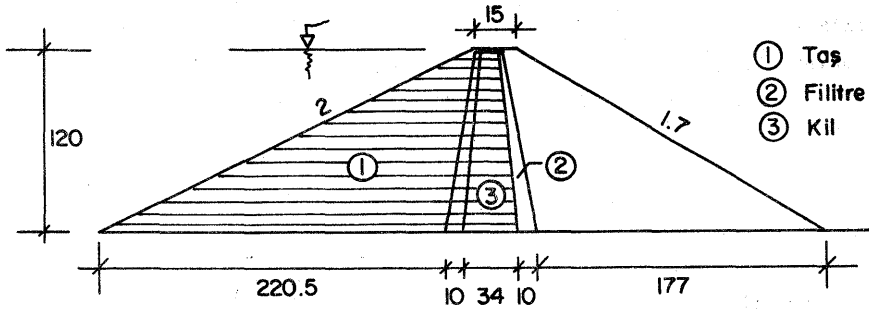
9. BULUNAN SONUÇLARIN PRATIĞE TATBİKİ

Yukarıda 5. kısımda hesaplanan deprem ivmesi formülü ile, 7. ve 8. kısımlarda çıkartılan temel periyod ve kesme kuvveti dağılım formüllerinden istifade ederek bir dolgu barajına ilk şevlerin nasıl verilebileceğini bir misal üzerinde vermeğe çalışalım.

Dalaman havzasında, 120 m. irtifaında ve kret genişliği 15 m. olan ortası kil çekirdekli taş dolgu tipi bir baraj düşünelim, kil çekirdeğin her iki tarafında filtre zonları bulunsun.

Taş dolgunun $\phi = 42^\circ$
 Filtrenin $\phi = 35^\circ$
 Kilin $\phi = 14^\circ$ olsun.

Barajın işletme hali için stabilite tahkiki yapmış olalım. Bu durumda, barajın kil çekirdek dahil menba tarafı batık, mansaf tarafı ise kuru veya yaş durumda yani batık olmayacaktır. İlk kabul olarak baraj dolgusu menba meylini, cotga 2, mansap meylini cotga 1,7 seçmiş olalım. Barajın zon teşkilide Şekil 4'deki gibi olsun,



Şekil 4.

Batık durumda olan zon şekilde taralı olarak gösterilmiştir.

- Menba tarafı için hesap:

Batık zonun temel periyodunun hesabı için evvela ortalama ϕ değerini hesaplayalım. Baraj zonlarının tabandaki uzunlukları ile orantılı kabul ederek,

$$\phi \text{ (ortalama)} = \frac{220,5 \times 42 + 10 \times 35 + 34 \times 14}{264,5}$$

$$\phi \text{ (ortalama)} = 38^\circ \text{ bulunur.}$$

Buna göre $T_1 = 0,94$ sn. olarak bulunur. Buna göre deprem ivmesi, $a/g = 0,059/T_1$ formülünden $k=0,063$, deprem açısı $\theta = \arctg(k)$ olduğu kabulü ile k ve θ ların irtifaya göre dağılımı da hesaplanırsa, aşağıdaki neticeler bulunur.

Batık durumda, granüler malzeme boşluklarındaki suyun da malzeme ile birlikte titreşim hareketine iştirak ettiği kabul edilirse, k katsayısını (doygun)/(doygun)-1, misli artırmak icap eder, misalimizde bu sayı 2 olduğundan $k'=2.k$ değerleri ve bunlara tekabül eden θ değerleride hesaplanacaktır.

h/H	k	$\alpha(^{\circ})$	k'	$\theta'(^{\circ})$
0,80	0,109	6,2	0,218	12,3
0,50	0,063	3,6	0,126	7,2
0,20	0,047	2,7	0,094	5,4
0	0,038	2,2	0,076	4,3

k' ların dolgu irtifası boyunca değişimi böylece belli olunca, satıh stabilitesi bakımından, menba şevine edilmesi gereken askari meyiller h/H lara göre hesaplanabilir.

Satıh stabilitesi formülü bilindiği gibi,

$SF(tg\phi) = Cotg(\alpha+\theta)$ 'dir. SF (emniyet emsali) 1,1 alınacak ve malzeme suya batık olduğundan k' lerle hesap yapılacaktır. $N = cotg\alpha$ olduğuna göre,

h/H	N
0,80	1,96
0,50	1,59
0,20	1,49
0	1,43

- Aynı hesap mansap tarafı için yapılırsa,

$$\phi \text{ (ortalama)} = \frac{10 \times 35 + 177 \times 42}{187}$$

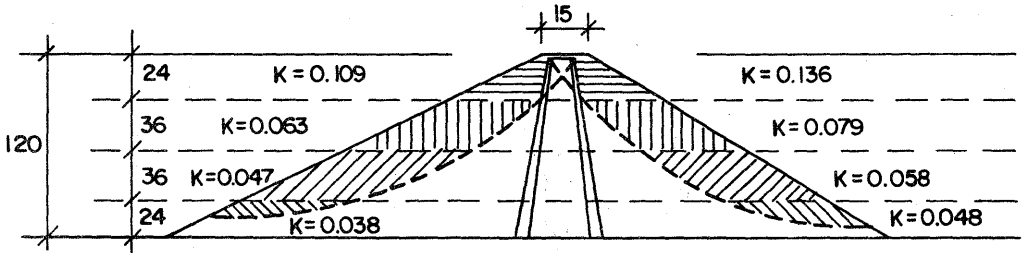
$$\phi \text{ (ortalama)} = 41,6^{\circ} \text{ bulunur.}$$

Buna göre $T_1 = 0,75$ sn., $k(\text{deprem}) = 0,059/0,175$ den 0,079 olarak hesaplanır. İrtifa boyunca k ların değişimi, bunlara tekabül eden θ lar, ve askari meyiller hesaplanırsa aşağıdaki tablo elde edilir.

h/H	k	$\theta(^{\circ})$	N
0,80	0,136	7,7	1,62
0,50	0,079	4,5	1,44
0,20	0,058	3,3	1,38
0	0,048	2,7	1,35

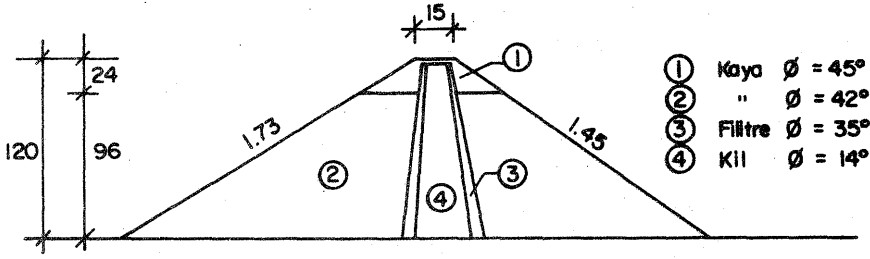
Pratikte, şev meyilleri dikleşen bir dolgu baraj düşünölmeyeceğine göre, yapılan kaböüllere göre barajın askari menba sevi 1,96, askari mansap sevi 1,62 olacaktır. Bundan sonra içirden geçen daireler boyunca stabilite tahkiki yapılması gerekecektir. Ancak bu durumda k ların irtifa boyunca değıştirilmesi gerekli olur.

Bu söylenenler Şekil 5'de gösterilmiştir.



Şekil 5.

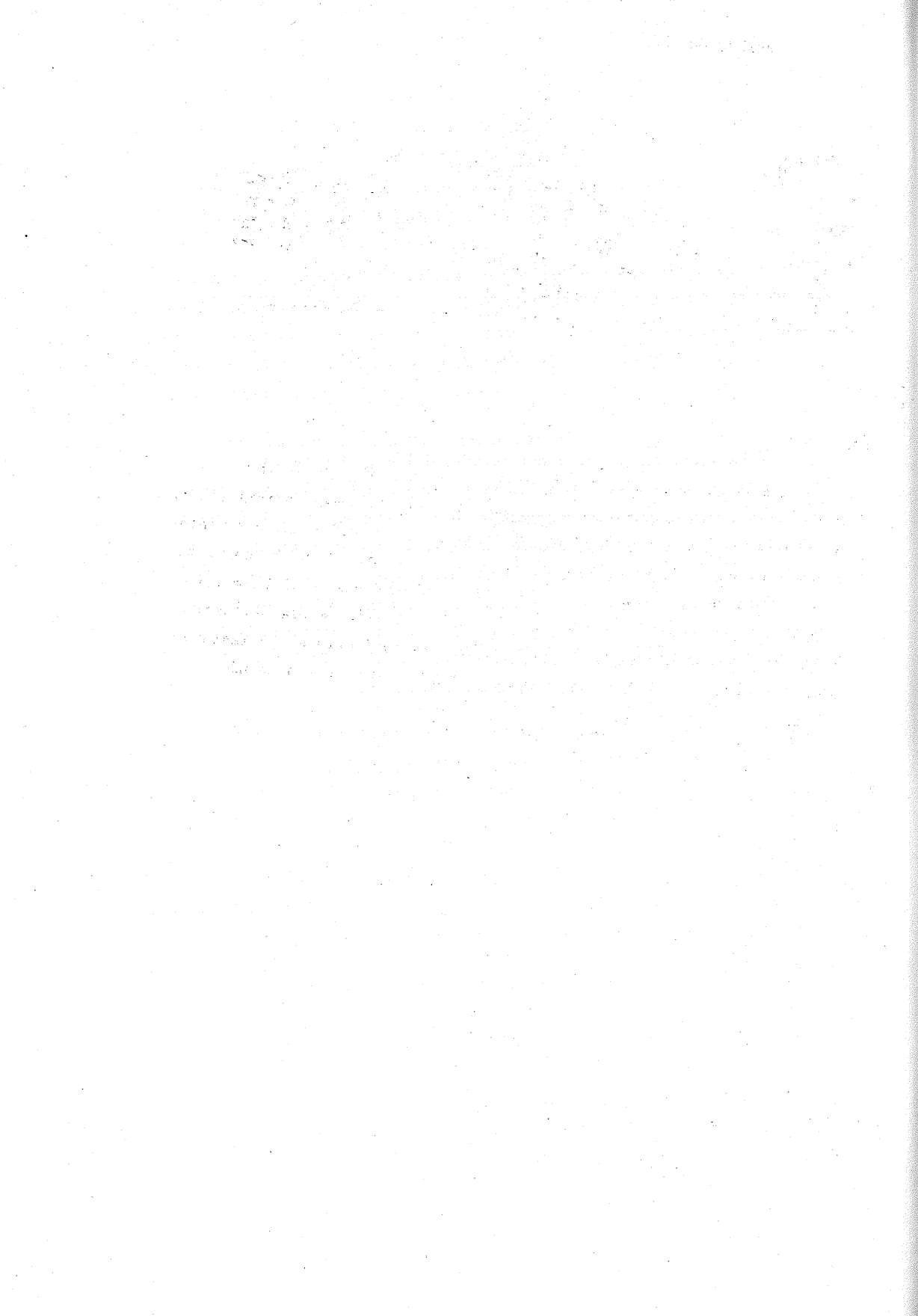
Yukarıda yapılan hesaptanda anlaşılacağı üzere, baraj şevlerini en üstteki 24 m.lik kısmında teşekköl eden yüksek atalet kuvvetleri tesbit etmektedir. Bu kısımda daha yüksek kaliteli bir malzeme kullanılmak şartıyla barajda ekonomi sağlamak kabildir. Nitekim tepedeki 24m.lik kısımda ϕ 'si 45° olan daha iyi kaya koymayı kabul edersek, birinci tabakanın meyilleri, menbada 1,73'e, mansapta 1,45 değerine düşürülebilir. İkinci tabaka için evvelce hesaplanan meyiller bu değerlerden küçük olduklarından diğör tabakalarda malzeme değışikliği yapmaya lüzum kalmadan baraj kesiti Şekil 6'da verildiğı gibi küçöltölebilecektir.



Şekil 6.

10.SONUÇ

Bu makalenin kısa çerçevesi içinde, dolgu tipi barajların depreme karşı mukabelesi, modal analiz yoluyla bulunmaya çalışılmıştır. Bu sayede, depremin oluşu, büyüklüğü, yapıya olan tesirleri ve yapının depreme mukabelesi, statik deprem kuvvetlerinin yapı içindeki dağılımı gibi hususlarda bazı temel bilgilerin kazanılması mümkün olabilmektedir. Hadisenin oluşu ve buna tesir eden faktörlerin bilinmiş olması, bazı tedbirlerin alınması yoluyla, yapıda büyük ekonomilerin sağlanmasının mümkün olabileceğini göstermektedir. Türkiyenin sismik zon içinde bulunuşu konunun ehemiyetini dahada artırmaktadır.



AKKUYU NÜKLEER SANTRAL SAHASINDA TEMEL VE ŞEV STABİLİTESİNE

DÜNOĞ KAYA MEKANİĞİ ÇALIŞMALARI

Rock Foundation and Slope Stability Investigations

at Akkuyu Nuclear Power Plant Site

A.G. PAŞAMEHMETOĞLU - C. KARPUZ - E. ÜNAL - A. ÖZGENOĞLU *

G. AKÇORA **

ÖZET

Bu bildiride, Akkuyu Nükleer Santral sahasında yapılan kaya mekaniği çalışmalarının sonuçları verilmiştir. Goodmanjack deformasyon ölçeri ile kaya birimlerinin yerinde deformasyon modülleri saptanmış; reaktör, türbin gibi ağır yapıların oturacağı temeller ile, kazı sonrası oluşacak şevlerin duraylılıkları çalışılmıştır. Ayrıca, eğimli iki sondajla da, formasyonların anizotropik nitelikleri incelenmiştir.

Analizler sonucunda, gerçek taşıma kapasitesi, gerekse oturma açısından bir sorun çıkmayacağı, genel şevlerin de 57° ye kadar duraylı olduğu görülmüştür.

ABSTRACT

In this paper, the results of rock mechanics investigations carried out at Akkuyu Nuclear Power Plant site are presented. Modulus of deformability of rock units are determined by means of Goodmanjack field tests. Rock foundation and slope stability analyses are performed. In addition, anisotropic characteristics of rock masses are investigated by means of insitu deformability tests carried out in two inclined boreholes.

Analyses showed that for heavy structures no bearing capacity, settlement and differential settlement problems would arise, and overall slopes up to 57 would be stable.

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

** TEK, Nükleer Santrallar Dairesi, ANKARA

1. GİRİŞ

Son yıllarda, dünyada artan enerji taleplerini karşılayabilmek için, bilinen sistemlerin dışında, değişik enerji kaynakları kullanılmaktadır. Bunlardan birisi de nükleer enerjinin kullanılmasıdır. Nükleer santraller genelde ağır yapılar olduklarından ve soğutma suyuna ihtiyaç duyduklarından; su yakınında, homojen, az deformasyon gösteren, ve taşıma kapasitesi yüksek zeminler istemektedirler.

Nükleer santrallerin stabiliteye bu denli duyarlı yapılar olmaları nedeniyle de, sürdürülen jeoteknik araştırmalar da oldukça kapsamlı olmaktadır. Bu anlamda, Silifke-Çamalanı sahasında planlanan nükleer santral üniteleri için geniş araştırma programı uygulanmıştır.

Bu çalışmaların başlıcaları; ayrıntılı jeolojik harita yapımı paleontoloji, yapısal jeoloji, tüm planlanan araziye tarayacak ayrıntılı sontoj programı, jeofizik (refraksiyon, cross hole); mikrogravimetri, enjeksiyon deneyleri, pompa deneyleri, kaya kütlelerinin deformasyon özelliklerini tayin amacıyla yerinde arazi deneyleri, kaya maddelerinin fiziksel ve mekanik özelliklerini tayin deneyleri ve yapıların temel stabilitelerine dönük analizlerdir.

Bu bildiride bu çalışmaların bir parçası olan kaya birimlerinin deformabilite özelliklerinin yerinde tayini, temellerin oturma ve taşıma kapasitesi yönünden stabilitesi ile tesviye koduna kadar kazılacak şevlerin stabilite çalışmalarının sonuçları verilmiştir.

2. ARAZİ ÇALIŞMALARI VE DEFORMABİLİTE ÖLÇÜMLERİ

Kaya mekaniği çalışmalarının esas amacı nükleer santralin temel ve şev stabilitesi analizleri için girdi parametrelerinin tesbitine dönük yerinde kaya mekaniği deneylerinin yürütülmesi ile arazi gözlem ve ölçümlerinin yapılmasıdır. Diğer amaçlı kuyuların yanı sıra kaya mekaniği amacı için 12 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Genelde eğimli tabakalı sedimanter yapının, yükleme (yapıların inşaatı) sırasında farklı davranıp davranmayacağının, diğer bir deyişle anizotropik özelliklerinin kontrolü açısından sondajlardan ikisi tabakalanmaya dik olarak eğimli delinmiştir.

Bu 12 adet kuyuda Goodman jack deformasyon ölçeri ile formasyonların deformabilite özelliklerinin ve deformabilite modüllerinin tayini için deneyler yapılmıştır. Bu deneyler ODTÜ ve DSİ tarafından birlikte yürütülmüştür.

Yerinde deformabilite deneylerinin yapılması yanısıra, sondajlardan elde edilen karotların jeoteknik loglamaları yapılmış, değişik formasyonların kütsel özellikleri çıkartılmıştır. Laboratuvara getirilen karot numunelerinden bu kaya birimlerinin fiziksel ve mekanik özellikleri tayin edilmiş, bazı eklemlerden alınan numunelerden süreksizliklerin sürtünme özellikleri bulunmuştur (Paşamehmetoğlu ve diğerleri, 1986).

Ayrıca, arazide mostralardan kaya kütlesi değerlendirmesine dönük bilgi toplanmıştır.

2.1. Yerinde Deformabilite Ölçümleri ve Sonuçları

Sekil 1'de yerinde deformabilite deneylerinin yapıldığı sondaj kuyularının konumları görülmektedir. Deformabilite deneylerinde kullanılan Goodman jack deformasyon ölçeri (NX-borehole jack) kaya kütlelerinin değişik derinlik ve oryantaslarında yerinde deformasyon modüllerini bulabilmek için yaygın olarak kullanılan yöntemlerden biri olup kaya kütlelerinin zamana bağlı özelliklerinin de elde edilmesi mümkün olabilmektedir (Heuze, 1984). Burada aletin ayrıntısına ve prensiplerine değinilmeyecek sadece ilgili literature atıf yapılmakla yetinilecektir (Heuze ve Salem, 1976; Belesky, 1981; Heuze, 1984; Heuze ve Amadei, 1985, Paşamehmetoğlu, 1985).

Deformabilite modülü aşağıdaki formül kullanılarak tesbit edilir.

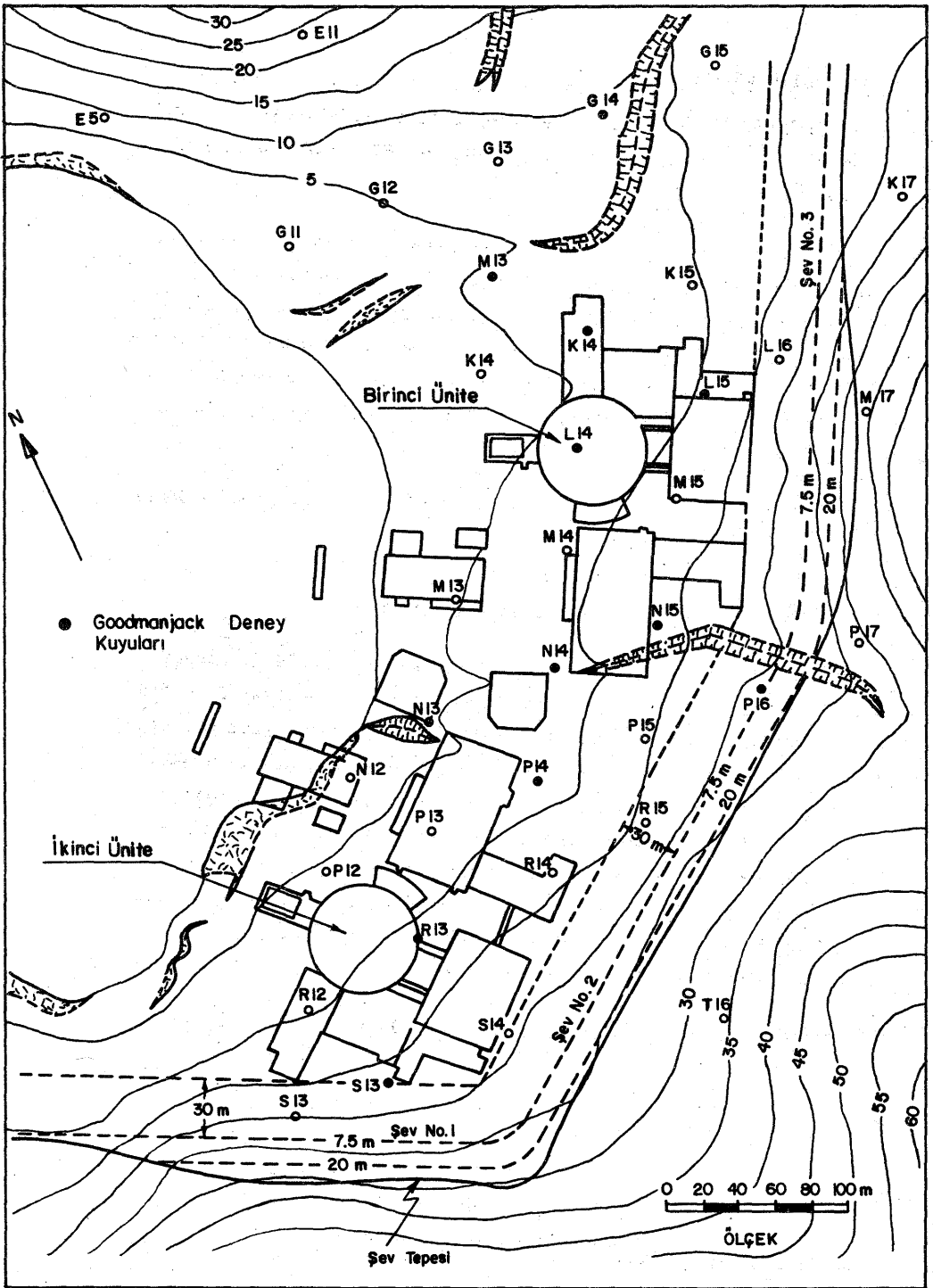
$$E = \gamma_d \left(\frac{Q_h}{U_d} \right) K(\nu, \beta) \quad (1)$$

Burada;

E : deformasyon modülü,

γ : Goodmannjack katsayısı,

d : sondaj kuyusu çapı,



Şekil . I Sondaj Kuyularının Konumları ve Nükleer Santral Üniteleri ile Şevlerin Yaklaşık Yerleri

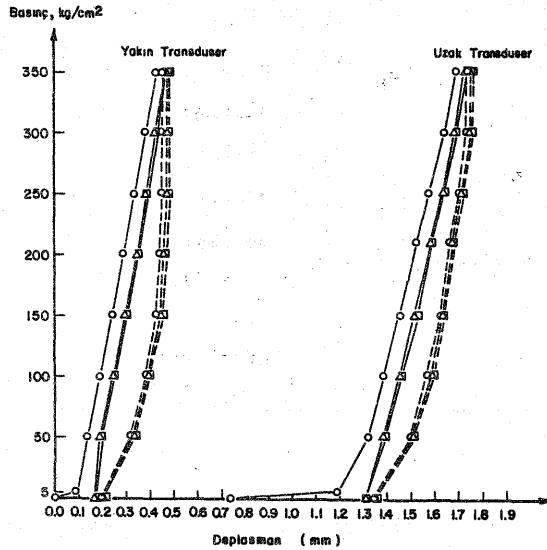
Qh :hidrolik basınç,

Ud :çapsal deplasman,

K : poisson oranı (ν) ve yarı temas açısının (β) fonksiyonu olan katsayı.

Adı geçen 12 değişik sondaj kuyusunda 12'si eğimli kuyularda olmak üzere toplam 96 adet deformabilite deneyi gerçekleştirilmiştir. Herbir formasyon için elde edilen deformabilite modülü değerleri Tablo 1'de verilmiştir. Karşılaştırma amacı ile eğimli kuyulardan elde edilen sonuçlar Tablo 2'de ayrıca sunulmuştur. Şekil 2'de ise tipik bir deney grafiği görülmektedir. Tablolardan görüleceği üzere dolomitik kireçtaşı en yüksek deformasyon modülü değerini, çamurtaşı ise en düşük değeri vermektedir. Tablo 1 ve Tablo 2'nin karşılaştırılmasından, anizotropinin etkili olmadığı en azından deney sonuçları dağılımı sınırları içinde kaldığı söylenebilir.

Hesaplarda, tartışmalı bir konu olan yarı temas açısı (β) nın esas değerinin ne olabileceği sorununa, dizaynda emniyetli tarafta olabilmek için 45° olarak kabul edilerek çözüm getirilmiştir. Nitekim, Heuze (1984) de aynı gerekçe ile bunu önermiştir. Böylece, elde edilen deformasyon modülü değerleri emniyetli tarafta olup olabilecek en düşük değerlerdir.



Şekil 2 Kireçtaşı Formasyonu için Tipik Bir Goodmanjack Eğrisi

Tablo 1. Goodman Jack Deney Sonuçları

Sondaj No.	Litolojik Birim	Kaya Tipi	Deney Sayısı	Deformabilite Modülü (GPA) Maksimum-Minimum (Ortalama)
S-13	Pmk-3	Kireçtaşı	12	3,91 - 21,12 (10,46)
N-13, G-14, K-14, H-13	Db ₈₋₃ Da ₇ Da _{2-b}	Dolomitik Kireçtaşı	26	4,17 - 26,57 (17,4)
N-13, P-14, L-15	Da ₅ , Da ₇ Da ₈	Killi Kireçtaşı	7	4,49 - 21,11 (8,0)
R-13, L-15, P-14, P-16, K-14, N-14, L-14, N-15	Da _{2-a} Da ₄ , Da ₅ Da ₇ , Da ₈	Fosilli Kireçtaşı	32	4,52 - 26,22 (10,7)
N-13, R-13, L-15	Da ₅ , Da ₆ Da ₈	Kumlu Kireçtaşı	7	4,51 - 12,94 (6,7)
R-13, N-14	Da ₈	Kumtaşı- siltası	3	3,63 - 7,15 (5,2)
R-13, L-15, P-14, N-15, N-13, N-14	Da ₄ , Da ₆ Da ₈	Çamurtaşı ve Çamur- taşı-Kireç- taşı Ardalanması	9	1,07 - 3,12 (2,2)

Tablo 2. Eğimli Kuyularda Ölçülen Goodmanjak Deney Sonuçları

Kaya Tipi	Deformasyon Modülü					
	Sondaj No N-14			Sondaj No N-15		
Fosilli	8,17	8,85		7,49	9,19	8,53
Kireçtaşı	11,57	13,95		17,02	25,19	
Kumtaşı-Silttaşı	3,65			-		
Çamurtaşı ve						
Çamurtaşı-	2,98			2.23		
Kireçtaşı						

3. TEMEL STABİLİTE ANALİZLERİ

Temel mühendisliği bilindiği üzere kaya mekanığından çok, zemin mekanığının uygulama alanlarından biridir. Ancak, nükleer santral gibi ağır ve son derece emniyet gerektirecek yapıların zayıf, ayrılmış formasyonlar üzerine kurulması kritik olabileceğinden kayalarda da ayrıntılı temel etüdlerinin ve analizlerinin yapılması son derece önem kazanmaktadır. Burada, aranan koşullar, tüm yapılarda olduğu gibi:

- i) taşıyıcı zeminin taşıma kapasitesinin yapının yükünden yüksek olması
- ii) taşıyıcı zeminin deformasyon sonucu oluşacak oturma veya diferansiyel oturma değerlerinin yapı için izin verilen oturma veya diferansiyel oturma değerlerinden az olmasıdır.

Adı geçen santral yerinde bu koşulların sağlanıp sağlanmadığı ayrıntıları ile çalışılmış ve bundan sonraki bölümlerde verilmiştir.

3.1. Zeminin Taşıma Kapasitesi

Adı geçen sahadaki formasyonların taşıma kapasiteleri Goodman (1980)'in önerdiği formül kullanılarak bulunmuştur:

$$q_f = q_u (N_\phi + 1) \quad (2)$$

Burada;

$$N_\phi : \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

q_f : taşıma kapasitesi, MPa

q_u : tek eksenli basınç dayanımı, MPa

ϕ : içsel sürtünme açısı, derece

Ayrıca, bir karşılaştırma yapmak amacı ile, taşıma kapasiteleri her bir formasyon için Terzaghi (1948) nin yaklaşımı kullanılarak da hesaplanmıştır. Yukarıda belirtilen her iki yaklaşıma göre elde edilen kaya birimlerinin taşıma kapasite değerleri Tablo 3'te verilmiştir. Her iki yöntemle elde edilen değerlerin birbirleri ile uyum içinde oldukları söylenebilir. Bulunan taşıma kapasitesi değerleri nükleer santralin ağır yapılarının temel basınçlarından (Tablo 4) en az on kat daha büyüktür. Kayalar için taşıma kapasitelerinin oturmalarından daha az kritik olduğu gerçeği burada da görülmektedir.

Tablo 3. Farklı Kaya Birimleri İçin Taşıma Kapasitesi Değerleri

Kaya Tipi	Taşıma Kapasiteleri (MPa)	
	Terzaghi ve diğerleri (1948)	Goodman (1980)
Dolamatik Kireçtaşı	53,82	77,57
Killi Kireçtaşı	42,38	25,35
Fosilli Kireçtaşı	50,40	69,36
Kumlu Kireçtaşı	76,09	42,98
Kumtaşı-Silttaşı	52,32	31,74
Çamurtaşı ve Çamurtaşı		
Kireçtaşı Ardalanması	28,15	26,74

Tablo 2. Eğimli Kuyularda Ölçülen Goodmanjak Deney Sonuçları

Kaya Tipi	Deformasyon Modülü					
	Sondaj No N-14			Sondaj No N-15		
Fosilli	8,17	8,85		7,49	9,19	8,53
Kireçtaşı	11,57	13,95		17,02	25,19	
Kumtaşı-Silttaşı	3,65			-		
Çamurtaşı ve Çamurtaşı- Kireçtaşı	2,98			2.23		

3. TEMEL STABİLİTE ANALİZLERİ

Temel mühendisliği bilindiği üzere kaya mekanikinden çok, zemin mekanikinin uygulama alanlarından biridir. Ancak, nükleer santral gibi ağır ve son derece emniyet gerektirecek yapıların zayıf, ayrılmış formasyonlar üzerine kurulması kritik olabileceğinden kayalarda da ayrıntılı temel etüdlerinin ve analizlerinin yapılması son derece önem kazanmaktadır. Burada, aranan koşullar, tüm yapılarda olduğu gibi:

- i) taşıyıcı zeminin taşıma kapasitesinin yapının yükünden yüksek olması
- ii) taşıyıcı zeminin deformasyon sonucu oluşacak oturma veya diferansiyel oturma değerlerinin yapı için izin verilen oturma veya diferansiyel oturma değerlerinden az olmasıdır.

Adı geçen santral yerinde bu koşulların sağlanıp sağlanmadığı ayrıntılarıyla ile çalışılmış ve bundan sonraki bölümlerde verilmiştir.

3.1. Zeminin Taşıma Kapasitesi

Adı geçen sahadaki formasyonların taşıma kapasiteleri Goodman (1980)'in önerdiği formül kullanılarak bulunmuştur:

$$q_f = q_u (N_\phi + 1)$$

(2)

Burada;

$$N_\phi : \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

q_f : taşıma kapasitesi, MPa

q_u : tek eksenli basınç dayanımı, MPa

ϕ : içsel sürtünme açısı, derece

Ayrıca, bir karşılaştırma yapmak amacı ile, taşıma kapasiteleri herbir formasyon için Terzaghi (1948) nin yaklaşımı kullanılarak da hesaplanmıştır. Yukarıda belirtilen her iki yaklaşıma göre elde edilen kaya birimlerinin taşıma kapasite değerleri Tablo 3'te verilmiştir. Her iki yöntemle elde edilen değerlerin birbirleri ile uyum içinde oldukları söylenebilir. Bulunan taşıma kapasitesi değerleri nükleer santralin ağır yapılarının temel basınçlarından (Tablo 4) en az on kat daha büyüktür. Kayalar için taşıma kapasitelerinin oturmalarından daha az kritik olduğu gerçeği burada da görülmektedir.

Tablo 3. Farklı Kaya Birimleri İçin Taşıma Kapasitesi Değerleri

Kaya Tipi	Taşıma Kapasiteleri (MPa)	
	Terzaghi ve diğerleri (1948)	Goodman (1980)
Dolamatik Kireçtaşı	53,82	77,57
Killi Kireçtaşı	42,38	25,35
Fosilli Kireçtaşı	50,40	69,36
Kumlu Kireçtaşı	76,09	42,98
Kumtaşı-Silttaşı	52,32	31,74
Çamurtaşı ve Çamurtaşı		
Kireçtaşı Ardalanması	28,15	26,74

3.2. Oturma ve Diferansiyel Oturma

Oturma hesapları Timeshenko (1934) nın elastik teorisine dayanmaktadır. Goodman (1980) oturma formülünü temel derinliğini de katarak modifiye ettiyse de, nükleer santral gibi temel alanı geniş yapılar için bu formül Timeshenko (1934) nunkine özdeş olmaktadır. Kulhawy (1978) süreksiz bir ortam olan kayayı homojen ve izotropik kabul etmek yerine, anizotropik ve orthogonal olarak çatlaklı bir sistem olarak oturma miktarlarını hesaplamak için bir model geliştirmiştir. Ancak, tarafımızdan sürdürülen bu çalışma sırasında bu modelin kaya kütleini temsil etmekten çok uzak olduğu ortaya çıkartılmıştır.

Tablo 4. Ana Yapıların Boyutları ve Ortalama Temel Basıncıları

Yapısal Birim	Boyut (m)	Spesifik Temel Basıncı, (MPa)	Net Temel Basıncı (MPa)	
			Birinci Ünite	İkinci Ünite
Reaktör Binası	$\phi = 59,20$	0,5	0,27	0,25
Yardımcı Bina	62,00 x 24,20	0,4	0,05	0,15
Türbin Binası	76,00 x 42,50	0,3	0,15	0

Kayaların temsil edebilecek böyle bir modelin eksikliği göz önüne alınarak yazarlar tarafından konu ile ilgili ayrıntılı temel araştırmalar sürdürülmektedir.

Oturma hesaplarında, Timeshenko'nun rijit dairesel temeller için verdiği oturma formülü kullanılmıştır:

$$S = \frac{\pi}{4} q D \frac{(1 - \nu^2)}{E} \quad (3)$$

Burada;

S : rijit dairesel temeller için oturma miktarı, mm

q : temele uygulanan uniform gerilme, MPa

D : temelin çapı, m

σ : Poisson oranı

E : elastisite modülü, GPa

Bu formülde veri olarak, Tablo 1'de verilen kaya birimlerinin yerinde deformasyon modülü değerleri ile Tablo 4'de verilen nükleer santral ağır yapıları ile ilgili bilgiler kullanılmıştır. Elde edilen toplam oturma değerleri değişik yapılar için Tablo 5'de verilmiştir. Hesaplarda; dengelenmiş temel mühendisliği prensibine uygun olarak spesifik temel basıncından tesviye kotuna kadar olan örtü basıncı çıkartılarak elde edilen "net temel basınçları" (Tablo 4) kullanılmıştır.

İki ayrı ünitenin planlaması olasılığına karşı nükleer santral ünitelerinin biri (ÜNİTE 2) zayıf ancak karstik boşluk bulunma olasılığının az olduğu çamurtaşı birimine; diğeri ise (ÜNİTE 1); sağlam, karstik boşluk bulunma olasılığının olduğu formasyona yerleştirilmesi düşünülmektedir. Bu iki ünitenin yaklaşık konumları Şekil 1'de görülmektedir.

Tablo 5'den görüleceği üzere ağır yapılar arazide rastlanan en zayıf kaya birimi sayılan çamurtaşı (Tablo 1)'na dahi oturtulsa beklenebilecek maksimum toplam oturma değeri, bu kaya biriminin yerinde ölçümlerle elde edilen en düşük deformasyon modülü değeri (1,1 GPa) dahi kullanılsa 10,68 mm'yi geçmemektedir. Bu da nükleer santral için kritik değildir.

Diferansiyel oturmaların hesaplanmasında, beklenebilecek en kötü durumu görmek için sahada rastlanan en sağlam ve en zayıf formasyonların kombinasyonları göz önüne alınarak hipotetik sensitivite analizleri yapılmıştır (Tablo 6). Diferansiyel oturma değerleri, yapıların farklı formasyonlar üzerine oturduğu alanlara göre ortalama deformasyon modülü değerleri bulunarak hesaplanmıştır:

Tablo 5. Önemli Yapılar için Hesap Edilen Toplam Oturma Değeri(Birinci Ünite)

Kaya Tipi	Reaktör Binası	Oturma (mm) Reaktör Yardımcı Binası	Türbin Binası
Dolomitik Kireçtaşı	0,75 - 2,91 *	0,10 - 0,40	0,45 - 1,76
Killi Kireçtaşı	1,43 - 2,54	0,20 - 0,35	0,86 - 1,53
Kireçtaşı	1,07 - 2,53	0,15 - 0,35	0,64 - 1,53
Kumlu Kireçtaşı	1,71 - 2,53	0,23 - 0,35	1,03 - 1,53
Kumtaşı - Silttaşı	2,20 - 3,15	0,30 - 0,43	1,32 - 1,90
Çamurtaşı ve Çamurtaşı-Kireçtaşı Ardalanması	5,20 -10,68	0,71 - 1,46	3,13 - 6,43

* Tablodaki en yüksek ve en düşük değerler, ortalama ve en düşük deformasyon değerleri alınarak elde edilmişlerdir.

$$\frac{1}{E_{ort}} = \frac{\text{Alan A/Alan B}}{E_A} + \frac{\text{Alan B/Alan A}}{E_B} \quad (4)$$

Burada;

E_{ort} : ortalama deformasyon modülü, GPa

E_A : A formasyonunun deformasyon modülü, GPa

E_B : B formasyonunun deformasyon modülü, GPa

Alan A : Yapının A formasyonuna oturan kısmın alanı, m²

Alan B : Yapının B formasyonuna oturan kısmının alanı, m²

Tablo 6. Reaktör Binası İçin Farazi Diferansiyel Oturma Değeri (Birinci Ünite) *

Formasyon Oranı	Diferansiyel oturma (mm)				
	1/4	1/3	1	3/1	4/1
Dolomatik Kireç- taşı Çamurtası Oranı	4,30 (8,46) **	4,04 (7,94)	2,97 (5,56)	1,86 (3,18)	1,63 (2,68)
Kireçtaşı Çamurtası Oranı	4,37 (8,52) **	4,16 (8,06)	3,13 (5,73)	2,10 (3,39)	1,89 (2,93)

* Birinci ünitenin net temel basınçları ikinci üniteden daha büyük olduğu için birinci ünitenin hesaplamaları verilmiştir.

** Çamurtası'nın en düşük deformasyon modülü değeri olan 1,1 GPa için elde edilen değerlerdir.

4. ŞEV STABİLİTESİ ÇALIŞMALARI

4.1. Genel

Santral binalarının yerleşme planına göre, üç ayrı konumda şev olmuştur. Binaların uç noktalarından çizilen teğetler bu üç ayrı konumdaki şevleri belirlemiştir. Şevlerin topuğu bu teğetlere 30 m mesafede olacak şekilde tasarlanmıştır (Şekil 1). Ön analizde, genel şev açıları 45° olarak alınmış, daha sonra herbir şevin stabil olduğu maksimum açığı saptamak için kinematik analize başvurulmuştur. Bu analizde içsel sürtünme açısı, direkt kesme deney sonuçlarına dayanılarak, 29° alınmıştır. (Paşamehmetoğlu ve diğerleri, 1986)

Burada herbir şev için yapılan kinematik analizin ayrıntısına girilmeyecek, sonuçlar verilecektir.

4.2. Kinematik Analiz Sonuçları

Bir no'lu şevide ($N 62^{\circ} W$, Şekil 1) $208/85^{\circ}$ yönelimindeki eklem takımı 45° lik genel şev açısı ile kesildiğinde devrilme tipi yenilme göstermektedir. Bu eklem takımının sıklığı (0,1-2 m, Demirtaşlı 1985) devrilmeyi teşvik ederken, devamsızlık (0,5-3 m) sınırlamaktadır.

Bu şevde mevcut diğer tabakalanma ve eklem takımların düzlemsel kayma açısından hiçbir zaman yenilme göstermezken, 68° den daha dik şevlerde $317/75$ ve $297/82^{\circ}$ yönelimli eklemler kama tipi kayma göstermektedirler.

İki no'lu şevde ($N 55^{\circ} E$); $152/75^{\circ}$ yönelimli eklem takımı geniş yüzey açıklığı (1-6 cm), düz yüzeyleri ve sık eklem aralığı (0.2-2.0m) ile, bir no'lu şevde beklenen devrilmeden daha kritik durum yaratmaktadır. Ancak birkaç derecelik bir şev yatırılması bu eklem takımının devrilme açısından kritik olmaktan çıkartacaktır. Diğer yenilme tipleri açısından şevde $317/75$ eklemi 75° den sonra, düzlemsel kayma ve $297/82$ eklemi ile 72° den sonra kama tipi yenilme bakımından kritik olmaktadır.

Üç no'lu şevde ($N 28^{\circ} E$); gözlenen eklemlerin eğim yönleri çok dağılım vermektedir. En kötü şartlarda bile, şev açıları, mevcut iki eklemin en düşük eğimleri olan 70° ve 75° den büyük olduğunda düzlemsel kayma vermeleri beklenebilir.

Kinematik analiz sonuçları sontral sahasındaki şevlerde önemli bir kayma türü duraysızlığın olmayacağını göstermektedir.

Daha kritik olan devrilme tipi yenilmeler için ise, şev tasarımıyla kullanılabilecek bir hesaplama yöntemi geliştirilmediği için emniyet katsayıları hesaplanmamıştır. (Hoek ve Bray 1981).

Bununla beraber, aşağıdaki önlemler alınırsa devrilme riski de azalacaktır:

- Kontrollü patlatma tekniği uygulanmalıdır
- Yüzey suyunun eklemlere akışı, eklem açıklıklarının geçirimsiz tabaka ile kaplamakla engellenmelidir
- Devrilme, topuğun erozyonu, kazılması veya kayması ile başladığından, gerekli olduğunda, topuk blokları gerdirmeli saplama veya halatlarla desteklenmelidir.

Ayrıca, şeyl formasyonunun hızlı ayrışmasını önlemek için püskürtme beton uygulanmalıdır.

5. SONUÇ

Çamalanı Nükleer santral sahasında yerseçime ilişkin yapılan çalışmaların bir bölümünü içeren bu bildiride aşağıdaki sonuçları sıralamak mümkündür:

- Goodmanjak deneyleriyle elde edilen en düşük deformasyon değerleri çamurtaşı ve çamurtaşı-kireçtaşı aralanmasından oluşan formasyondan elde edilmiştir.
- Hesap edilen en yüksek toplam oturma ile, en sağlam ve en zayıf formasyonların oluşturabileceği maksimum differensiyel oturma değeri kritik olmayıp, önemli (ağır) santral yapıları için izin verilen en yüksek değerden daha da düşüktür. Dolayısıyla karstik boşlukların olmaması halinde oturma açısından bir sorun beklenmemektedir.
- Taşıma kapasiteleri net temel basınçlarından çok daha büyük olduklarından bu açıdan da bir sorun yoktur.
- Santral sahasında formasyonların anizotropilerinin etkisinin önemli olmadığı görülmüştür.
- Kinematik analiz sonuçlarına göre, büyük ölçüde duraysızlık beklenmemektedir. 45° lik genel şev açısı için beklenebilecek yenilme tipi olan devrilmenin etkisi ise yüzeyin ve topukların korunması gibi önlemlerle azaltılabilir.
- 45° genel şev açısı varsayıldığında, şev yüksekliği 25 m'ye kadar ulaşmaktadır. Bu yüksekliğin kazılması pratik olmadığından 12,5 metrelik iki basamak oluşturulmalıdır. Bu durumda, basamak şev açısı, basamak genişliğine bağlı olarak 55-60 arasında olmaktadır. Eğer basamak şev açısı 68° ye çıkartılırsa, 3 m'lik basamak genişliğinde genel şev açısı 57° ye kadar yükseltilebilir. (Devrilme türü yenilmeler için önerilen önlemlerin alınması koşuluyla).

6. TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın yapılmasına destek sağlayan TEK Nükleer Santraller Dairesi yetkilileri ile, DSİ Jeoteknik Hizmetler Dairesi yetkililerine ve emeği geçen tüm çalışanlara teşekkürü borç bilirler.

KAYNAKLAR

BELESKY, R.M., 1981, Goodman Jack Trials in the Stress Measurement Laboratory, Internal Report RML-IR/81-3, Department of Mineral Engineering, The Pennsylvania State University, Pennsylvania.

DEMİRTAŞLI, E. 1985, Final Report of the Site Geology of the Çamalanı Nuclear Power Plant, MTA, Ankara, 102 p.

GOODMAN, R.E., 1980, Introduction to Rock Mechanics, John Wiley and Sons, New York.

HEUZE, F.E., 1984, "Suggested Method for Estimating the In-Situ Modulus of Deformation of Rock Using the NX-Borehole Jack", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.7, No.4, December, pp.205-210.

HEUZE, F.E., and AMADEİ, B., 1985, "The NX-Borehole Jack: A Lesson in Trials and Errors", Int. J. Rock Mech. Min.Sci. and Geomechanical Abstr., Vol. 22, No.2, pp.105-112.

HEUZE, F.E., and SALEM, A., 1976, "Plate Bearing and Borehole Jack Tests in Rock-A Finite Element Analysis", 17th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Snowbird, Utah, pp.488-1 488-6.

HOEK, E., and Bray, J.W., 1981, Rock Slope Engineering, The Institution of Mining and Metallurg., London, Revised Third Edition, 358 p.

KULHAWY, F.H., 1978, "Geomechanical Model for Rock Foundation Settlement", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.104, No. GT2, February, pp.221-228.

PAŞAMEHMETOĞLU, A.G., 1985, Baraj Yerlerinde Kaya Mekaniği Deneyleri, Hidroelektrik Enerji Sempozyumu, E.İ.E., 19-22 Kasım Ankara.

PAŞAMEHMETOĞLU, A., ve Diğerleri, 1986, Akkuyu II (Çamalanı) Nuclear Power Plant Detailed Site Investigation, Part VII Geotechniques, METU, Earthquake Engineering Research Center, Ankara, 51 p.

TERZAGHI, K. and RALP B. P., 1948, Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley. New York.

TIMOSHENKO, S., 1934, Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 541 p.

İSTANBUL'DA ŞEHİR İÇERİSİNDE YAPILAN DERİN KAZILAR

Deep Excavations in the City of İstanbul

Ahmet SAĞLAMER *

ÖZET

İstanbul'un temel kayasını oluşturan grovaklar, şev stabilitesi açısından kritik bir formasyon niteliğindedirler. Çok karmaşık süreksizlik düzlemleri içeren bu kaya türü içerisinde yapılan derin kazılarda, süreksizlik düzlemleri boyunca kayma veya kopma gibi sorunlarla karşılaşilmektedir. İn-situ kayma mukavemeti ve tek eksenli basınç mukavemeti oldukça yüksek olan grovak tabakalarının su ve atmosfer tesirleri ile ayrışmasına müsaade edildiği takdirde, ortaya çıkan residüel kayma mukavemeti parametreleri şev stabilitesi yönünden çok olumsuzdur. Bu nedenle, İstanbul grovaklarında yapılan derin kazıların çeşitli yöntemlerle desteklenmesi gerekmektedir.

ABSTRACT

The graywackes which constitute the basement rock of the city of İstanbul are calssified as critical from the point of view of their slope stability. They contain very complex discontinuity surfaces. Sliding and rock falls along these discontinuities are very common at deep excavations made in this rock type. The graywacke beds, which possess rather high shear strength and uniaxial compressive strength, are very poor from the slope stability point of view due to rather low residual shear parameter they exhibit when they exposed to water and atmosphere. Therefore, the deep excavations to be made in İstanbul graywackes should be supported by various means.

* İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Ayazağa, İSTANBUL

1. GİRİŞ

İstanbul'da işmerkezlerinin bulunduğu semtlerde arsaların değerli olması, yapı gabarilerine getirilen sınırlamalar, büyük otellere, işmerkezlerine ve yeraltı garaajlarına duyulan ihtiyaçlar nedeniyle her yıl çok sayıda derin kazı yapılması gerekmektedir. Bu durumlarda yapının yeraltında inşa edilen bölümünün alanı, toplam yapı alanının %90 değerine ulaşabilmektedir.

Derin kazıların desteklenmesi, bilimsel tarafı olmakla birlikte sanat tarafı daha ağır basan bir konudur. Kazı yüzeylerinin desteklenmesinde, sistem seçimini yapacak ve destekleme elemanlarını tasarlayacak mühendisin aşağıda sıralanan hususlarda ayrıntılı çalışmalar yapması gerekmektedir :

- o Derin kazının açık kalacağı süre,
- o Zemin profili ve zeminlerin mühendislik karakteristikleri,
- o Yeraltı suyu durumu,
- o Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, temel sistemleri ve temel derinlikleri, komşu yapılarda müsaade edilebilen oturma ve dönme değerleri,
- o Destekleme sisteminde ortaya çıkabilecek yatay yerdeğiştirmelerin hesap edilmesi ve destekleme sisteminin boyutlandırılması.

İstanbul'un yerli kayasını oluşturan grovak tabakalarının ilk bakışta derin kazıların desteklenmeden yapılabilmesine imkan sağlayacağı ve bu sebeple, derin kazıların yapılmasında kazı güçlüğü dışında fazla bir sorunla karşılaşılmayacağı düşünülebilir. Gerçekte durumun böyle olmadığını, taşıma kapasitesi yönünden büyük imkanlar sağlayan grovak tabakalarının şev stabilitesi açısından kritik bir formasyon olduğunu bizzat yaşadığımız olaylarla öğrenmiş bulunuyoruz.

Komşu yapıların, yolların, şehir şebekelerinin ve inşa edilmekte olan yapının temel çukurunda çalışma güvenliğini sağlamak üzere grovak tabakalarının desteklenmesi ve atmosfer tesirlerine karşı korunması gerekmektedir. Açık kazı yapılması halinde, kazı ile birlikte yatay gerilmelerin kalkması sonucu grovak tabakalarındaki çok karmaşık süreksizlik düzlemlerinde açılmalar olmakta ve atmosfer tesirleri giderek etkili olmakta, süreksizlik düzlemleri boyunca kaymalar ve kopmalar başlamaktadır.

2. GROVAK TABAKALARININ MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

İstanbul grovaklarında karşılaşılan tipik bir zemin profilinde yüzeyde kalınlığı değişken, çoğunlukla yakın zamanda teşkil edilmiş heterojen bir dolgu tabakası mevcuttur. Dolgu tabakasının altında yer alan birim, aşırı ayrılmış grovak tabakasıdır. Bu özelliğinden dolayı "rock decay" olarak tanımlanabilir. Petrofiziksel yönden kayadan çok çakıllı kil davranışı gösterir. Bu seviye içerisinde CR ve SCR değerleri çoğunlukla % 0 değerlerini almaktadır.

Daha altta bulunan birim ayrılmış, az bozuşmuş grovak (subfeldispatik vake) dan oluşur. Sık eklemli ve bol çatlaklıdır. Eklem yüzeyleri genelde kırmızı/kahverengi demiroksit ile sıvalıdır. Açık eklemelerde sekonder kalsit veya kil dolgulara rastlanır. Bu birim açığa çıktığı zaman iri çakıl, taş ve blok boyutlarında köşeli parçalar halinde dağılır. Su etkisi ile kısmen yumuşayabilir. Suyun en olumsuz etkisi, süreksizlik düzlemleri boyunca sürtünmeyi kaldırması, parçalanıp dağılmayı hızlandırması ve stabilite bozukluklarına yol açmasıdır. Bu birimde CR değeri minimum % 50, maksimum % 95 arasında, RQD değeri % 0 ve % 20, SCR değeri ise % 10 - % 40 arasında değerler almaktadır.

Ayrılmış grovak tabakasının altında az ayrılmış, bozuşmamış grovak tabakaları mevcuttur. Dayanıklı ve sağlam olan birim "orta kaya" niteliğindedir. CR değeri % 100, RQD değeri minimum % 60, SCR değeri ise minimum % 80 dolayındadır.

Paleozoyik yaşlı olan İstanbul grovakları, sarımsı boz ile koyu kahverengidir. Mikalı, serisitli, subfeldispatik litik vake tipi kumtaşları, daha ince taneli miltaşları ile serisitli killişiist ve çamurtaşı ardalanmalarından oluşmuştur.

Grovakları destekleyen veya grovaklar içerisinde inşa edilen yapıların projelendirilmesinde Tablo 1'de verilen zemin parametreleri kullanılabilecektir.

Bu değerlerden görülebileceği gibi in-situ kayma mukavemeti ve tek eksenli basınç mukavemeti oldukça yüksek olan grovak tabakalarının su ve atmosfer tesiriyle ayrışmasına ve killeşmesine müsaade edildiği takdirde ortaya çıkan residuel kayma mukavemeti parametreleri şev stbilitesi yönünden çok olumsuzdur.

Tablo 1. Grovackların mühendislik özellikleri

Laboratuvar Nümunesi	In-situ	Psödoplastik- leşme Sonrası	Su ve Zaman Etkisinde
σ_B (kg/cm ²) 200-400	15	5	2
C (kg/cm ²) 45	5	1	0
ϕ (°) 40-45	35-40	20-30	14-18
E (x10 ³ kg/cm ²) 100-150	20	5-8	1-4
ν 0,20	0,22	0,25	0,35
γ_n (T/m ³) 2,65	2,50	2,25	2,00

Teorik analizler, sözkonusu residuel kayma mukavemeti parametreleri ile ancak (1/2) veya (1/3) düşey/yatay eğimindeki şevlerin duraylı olduğunu göstermektedir. Diğer bir deyişle, İstanbul grovacklarında yapılan derin kazıların çeşitli yöntemlerle desteklenmesi gerekmektedir.

3. İSTANBUL GROVACKLARINDA YAPILAN BAZI DERİN KAZILAR

Çeşitli tarihlerde, İstanbul grovacklarında yapılan iksalı derin kazıların bir bölümü Tablo 2'de verilmiştir. Burada yer verilmeyen bazı derin kazıların özellikleri ve zemin karakteristikleri yazar tarafından bilinmediği için Tablo'ya dahil edilmemiştir. Tablo 2'den görülebileceği gibi, İstanbul'da grovacklar içerisinde derinliği 34 m'ye ulaşan derin kazılar yapılmıştır. Derin kazıların düşey şevleri, çoğunlukla kuyu tipi betonarme perdelerle veya ankrajlı betonarme perdelerle desteklenmektedir. Sözkonusu perdeler bazı uygulamalarda yapının bir parçası olarak tasarlanmakta ve inşa edilmektedir. Diğer bazı uygulamalarda ise iksa perdesi ile bina arasında bir aydınlık bırakılmakta ve dolayısıyla perde, sürekli olarak toprak itkisini taşımaktadır.

Tablo 2. Grovaktardaki bazı derin kazılar

İNŞAATIN ADI, YERİ	KAZI TARİHİ	İKSA SİSTEMİ	KAZI DERİNLİĞİ (m)	PROJE veya GEOTEKNİK DANIŞMAN
Marmara Etap (Taksim)	1967	Kuyu	24	Peynircioğlu
Tepebaşı Etap	1968	Kuyu	16	Kumbasar, Ülker, Kip
Sabancı Holding (Fındıklı)	1973	Kuyu	25	Kumbasar, Kip
Sosyal Sigortalar (Fındıklı)	1976	Kuyu	25	Sağlamer, Karataş
Milli Reasürans (Nişantaş)	1978	Kuyu	9,6	Sağlamer, Karataş
Ray Sigorta (Şişhane)	1978	Kuyu	8,9	Sağlamer, Karataş
Belde İnşaat (Şişli)	1983	Kuyu	6,7	Sağlamer
Mesan A.Ş. (Şişli)	1983	Kuyu	5,5	Sağlamer
Milli Reasürans (Bahariye)	1983	Kuyu	4,8	Sağlamer
Hacı Ali Akın İşhanı (Karaköy)	1983	Kuyu	9,8	Sağlamer
Belediye Otoparkı (Tepebaşı)	1983-85	Kuyu	23	Sağlamer, Kip
Belediye Otoparkı (Harbiye)	1984-85	Kuyu	18,8	Sağlamer, Kip
PTT Telekom. Mer. (Gayrettepe)	1984-85	Kuyu	20	Sağlamer, Kip
Turan Ünlü İşhanı (Unkapanı)	1984	Kuyu	18	Sağlamer, Kip, Aksoy
Sanform İş Merkezi (Beşiktaş)	1985	Ankrajlı Perde	15	Sağlamer, Geoteknik
Milli Reasürans Otopark (Nişantaş)	1985	Ankrajlı Perde	9	Sağlamer, Kip, Geoteknik
Sanayi Kalkınma Bankası	1985	Ankrajlı Perde	34	STFA
Nova İşmerkezi	1986	Kazık	12	Kasktaş
Hilton Fuar Binası	1986	Ankrajlı Perde	13	Kasktaş
Tophanı (Tophane)	1986	Ankrajlı Perde	13	Geoteknik, Sağlamer
Koza İşmerkezi	1986	Kazık+Ankraj	15	Kasktaş

4. SONUÇ

İstanbul'un önemli bir bölümünde temel zeminini oluşturan grovak tabakalarında iksasız derin kazı yapılması çoğunlukla önemli stabilite sorunlarına yol açmaktadır. "Desteklemeye hangi kazı derinliğinden itibaren ihtiyaç duyulur?" diye bir soru ortaya atılırsa, kanımızca bu sınır değer $h = 3,0$ m dir. Şu halde, bodrum sayısı birden fazla olan veya komşu yapıların, yolların ve tesisat kanallarının temelleri altına inen ve grovaklar içerisinde açılan derin kazılarda, kazı duvarlarının çeşitli iksa yöntemleri ile desteklenmesi zorunludur.

Belediyelerin şehir içerisinde yapılacak ve derinliği 3.0 metreyi aşan kazılarda, kazı duvarlarının ne şekilde destekleneceği ve komşu yapıların, yolların ve şehir şebekesinin güvenliğinin nasıl sağlanacağı konularında mal sahiplerinden konuya ilişkin rapor ve projeleri talep etmeleri halinde halihazırda ortaya çıkan sorunların büyük ölçüde ortadan kalkacağı kanaatindeyiz.

EVAPORİTLİ KAYAÇLARDAKİ SORUNLU PROJELERDEN ÖRNEKLER VE UYGULAMA İLKELERİ

Enamples from problematic projects in evaporitic rocks and application principles

M. VARDAR^{*}
E. FECKER^{**}

ÖZET

Kısmen veya bütünüyle evaporitli kayaçlardan oluşan bölgelerdeki hidroelektrik santifalleri, derivasyon tünelleri, basınçlı su ve enerji tünelleri, su alma yapıları gibi baraj mühendisliği kapkamındaki yeraltı kaya yapıları özel ve çözümü oldukça güç olan sorunları da beraberinde getirmektedir. Aynı ve benzer sorunlarla yine bu kayaçlar içinden geçen demir yolu ve karayolu tünellerinde de karşılaşılabilir. Genel olarak;

a) Su tünellerinde evaporitlerin kolayca eriyerek taşınması ve böylece karstlaşması ve stabilite sorunları yaratması,

b) Anhidritli kayaçların su alarak % 61'e varan hacim artışlarıyla yeraltı yapılarını aşırı zorlaması ve hatta parçalaması nedeniyle evaporitler içindeki yapılardan kaçınılmakta veya seçilen yer ve güzergahta de-ğişiklikler yapılmaktadır.

Bünyelerine su alarak şişebilen kil minerallerinin de çoğu kez sedimentasyon sırasında evaporitlerle birlikte çökelmiş olması sorunları da hada arttırmaktadır. Montmorillonit, illit ve korensit gibi kil mineralleri evaporitlerle birlikte görülen en tipik kil mineralleridir. Jips-anhidrit kil ve su arasındaki etkileşimlerin fizikokimyası bütünüyle açıklanabilmiş değildir. Ancak son yıllarda sonuçlanan önemli birkaç araştırma ve incelemelerde (FECKER and VARDAR, 1981) bazı deneyimler kazanılmış ve uygulamaya dönük, dikkat çekici öneriler getirilebilmiştir.

* İTÜ Maden Fakültesi, Teşvikiye-İSTANBUL

** GBM Ges.f. Baugeol and MeBtechnik, AVUSTURYA

ABSTRACT

Hydroelectric power plants, derivation tunnels, pressurized water and energy tunnels, and underground rock structures of dam engineering in the regions of partially or totally evaporitic rocks bring about some specific and difficult problems. Same and similar problems can also be faced in railroad or highway tunnels passing through these types of rocks.

In general, structures in evaporites are avoided or selected sites and routes are changed due to the following reasons:

a) High solubility of evaporites causing karstification and stability problems in water tunnels

b) Volumetric expansion of anhydritic rocks reaching 6190 as they absorb water causing fracturing of underground structures.

Settlement of expansive clay minerals along with the evaporites, during the course of sedimentation, increases the problems. Montmorillonite, illite and coarsite are the most typical clay minerals associated with evaporites. Physico-chemistry of the reactions between gypsum-anhydrite, clay and water are not yet thoroughly explained. However, some experiences are gained and some practical and remarkable suggestions are made by some recent studies (i.e., FECKER and VARDAR, 1981)

1. TÜRKİYE'DE VE DÜNYADA EVAPORİTLER

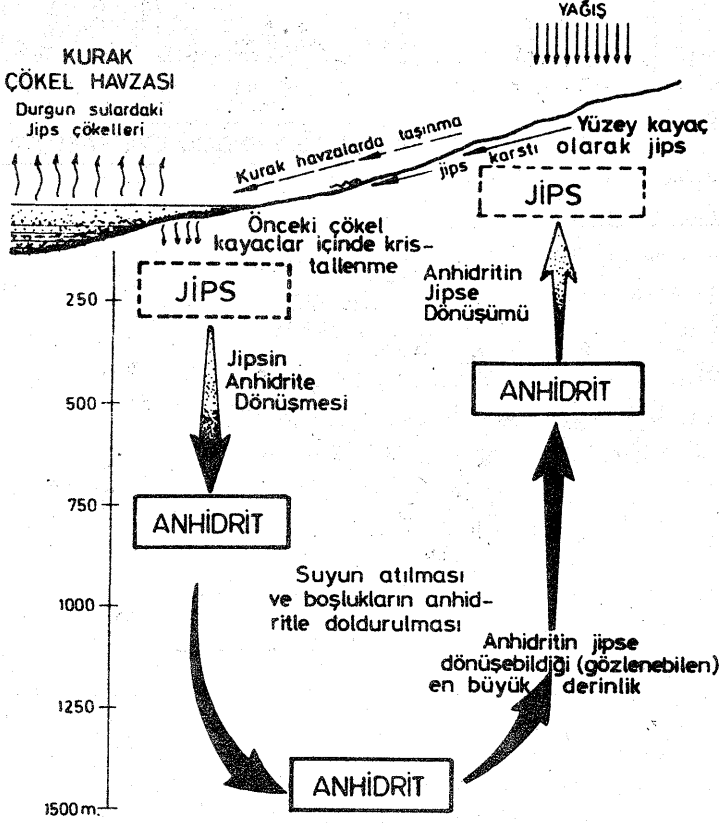
Jips (alçıtaşı) ve anhidrit (susuz alçıtaşı) gibi evaporitler kurak iklim kuşaklarındaki içdeniz veya göllerde veya açık denizle olan bağlantıları zaman zaman kopan sığ denizlerin koy ve körfezlerinde hızlı buharlaşma sonucu oluşan minerallerdir (Şekil 1). Bu kapalı havzalarda kalsiyumsulfat önce jips olarak çökelmekte ve daha sonra 600-1000 m'lik litostatik basınçlarda suyunu kaybederek anhidrite dönüşmektedir (Şekil 2).

Anhidritli kayaçların tektonizma veya taşınma sonucu yüzeye çıkmaları halinde bu kez derinliğe ve geçirimsizliğe bağlı olarak yeniden jipse dönüşümü başlamaktadır. Orta Avrupa'da bu dönüşüm derinliği 40 ila 100 metre arasında değişmektedir.

Türkiye de evaporitlerin geniş bir alan kapladığı ülkeler arasındadır. Evaporitler Marmara-Kuzey Ege Bölgesinden başlayarak bütün Orta Anadoluyu kaplamakta ve daha sonra Kuzey Doğu Anadolu ile Dicle dolayına kadar uzanmaktadır. Dicle havzasında, Diyarbakır'ın 50 km kadar kuzey doğusunda Jips-anhidrit dönüşüm derinliğinin 60 ila 90 metre olduğu belirlenmiştir (VARDAR, 1982). Jips-anhidrit dönüşümünün başladığı bu sınıra "Anhidrit Düzeyi" adı verilmektedir.

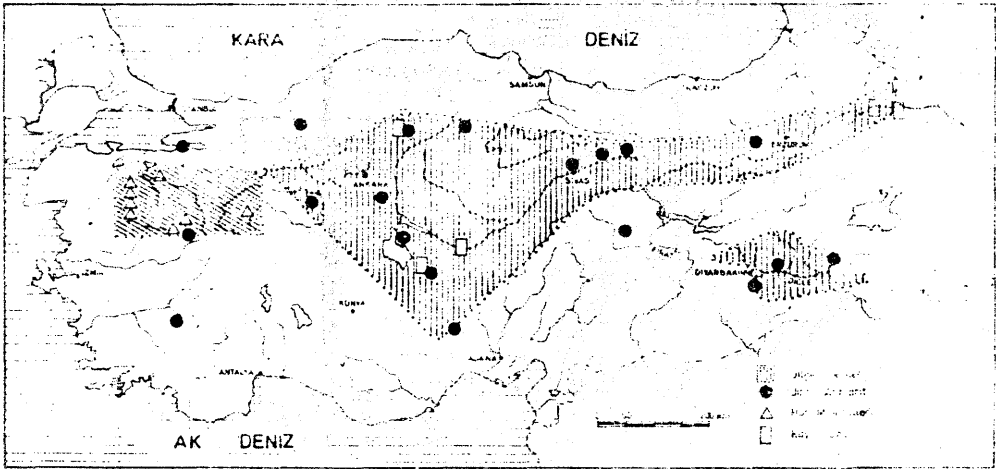
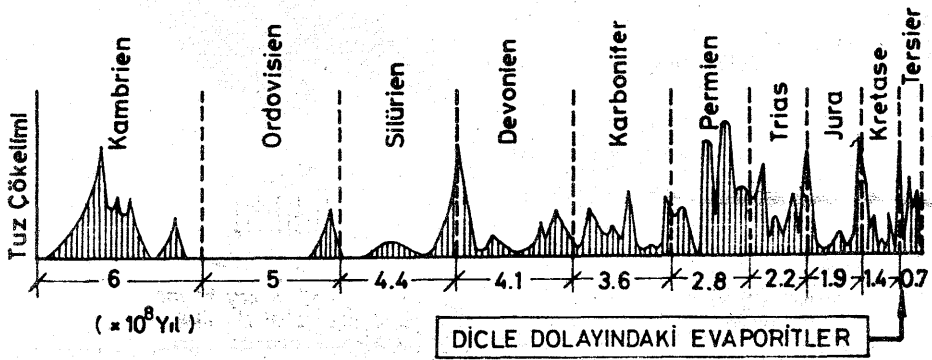
Orta Avrupa anhidritlerinin üzerinde genel olarak 5-15 metre kalınlığında ve yüzeye yakın suların etkisiyle zamanla erimiş olan jips örtüsü bulunmaktadır. Bu nedenle ilk 35-85 metreler arasında jips mineralleri erimiş ve yeraltı suyu ile taşınmış olduğundan, hemen hemen bütün kayaçlar jips minerali içermezler. Bunlar oldukça karstlaşmışlardır. Dicle havzasında bu derinlik 15-20 metredir.

Türkiye gibi oldukça yaygın ve genç (Şekil 3) evaporitlerin yeraldığı ülkelerde jips ve anhidrit düzeylerinin belirlenmesi büyük önem taşımaktadır. Arazide bu kayaçlardan herhangi biriyle karşılaşılması, diğerinin de bulunabileceğini göstermekte ve örtü kayaçlarında karst olasılığını kuvvetlendirmektedir.



Şekil 2. Doğada Jips-anhidrit çevrimi.

MURRAY (1964)'ten değiştirilerek alınmıştır.



Şekil 3. a) Değişik jeolojik zamanlardaki evaporit oluşumları
b) Türkiye'de evaporitlerin yaygın olduğu kesimler

2. ERİYE BİLEN KAYAÇLARDAKİ KARST SORUNLARI

2.1. Tünel Mühendisliğinde Jips Karstı ve Etkileri

Jipsli kayaçlar içinde mevcut erime boşlukları ve ma,aralarla karşı-laşılma olasılığı fazladır. Su patlaması ve göçüklere de neden olabilen bu boşlukların dışında, tünelin imalinden sonra da yeni boşluk ve borulan-maların meydana gelmesi önemli sorunlar yaratmaktadır. Bunların başlıca-ları:

a) Tünel kaplaması gerisinde açım sırasında gevşemiş olan bölgeden işletme sırasında basınçlı su geçerken jipsleri eritmekte ve bir süre sonra burada duraylığı azaltan kanallar ve boşluklar oluşmaktadır. Daha sonraki aşamalarda kabuk ile kayaç arasındaki temas kayboldugundan ka-buk titreşimler ve eğilme momentleri etkisiyle çatlamakta, buralardan yan-kayacı besleyen sular, karstlaşmayı hızlandırarak tünelin göçmesine veya kullanılamaz duruma gelmesine neden olmaktadır.

b) Tünel kaplamasında sülfatlı kayaçlara uygun olmayan çimento tür-lerinin kullanılması sonucu efranjit oluştuğundan, kabuk ayrırmakta ve yumuşakmaktadır. Böylece ana kaya içine sızan sular bir önceki açıklama-lar paralelinde ayrıca zarar vermektedir.

c) Tünel iç kaplaması ile dış kabuk arasında izolasyonun hiç veya yeterince yapılamamış olması, betonun priz alması sırasında çoğun önlene-meyen kılcal çatlaklardan sızan suyun jipsli kayaçları eritmesi ile sonuç-lanmakta ve ileri aşamalarda benzer karstlaşma ve stabilite sorunları ya-ratmaktadır.

Erime olayının ve buna bağlı zararların incelenerek ayrıntılı bilgi-lerin verildiği örneklerden biri Avusturya'daki Opponitz-Ybbs hidroelekt-rik santralının kuyruk suyu tünelleridir (KIESLINGER, 1962). 11,3 km uzun-lugundaki tünel 1924 Aralığında işletmeye açılmış ve daha ilk dokuz ay dolmadan, 1925 yılının Eylül ayında jipsli kesimde, tünele paralel ilk çatlakların oluştuğu gözlenmiştir. Ekim ortalarında çatlaklar öylesine hızla çoğalmıştır ki tünel devre dışı bırakılmış ve onarım çalışmaları başlatılmıştır. 1926 yılında yeniden hizmete giren tünelin bir yıl için-de, bu kez onarılan kesimin kuzeyinde kalan bölgede yeniden tehlikeye girdiği farkedilmiştir. Nitekim tünelin altında yaklaşık 10 m³'lük bir karst boşluğu saptanmış ve enjeksiyonla doldurulmuştur. 1953 yılında

9,930 km'de sol ayagın 20 cm kadar çöktüğü ve bunun tabanda meydana gelen 5-6 m³'lük magaralanmaya bağlı olduğu anlaşılmıştır. 1955'de km 10-120'de Agustos-Eylül ayları içinde 79 m³'lük bir mağara (Şekil 4), 1948 ve 1959'da 30 m³'lük yeni ve etkili boşluklar tesbit edilmiş ve nihayet 1959'da tünelin jipsli kesiminin yeniden yapımına karar verilmiştir.

Benzer sorunlarla İsviçre'deki Albula hidroelektrik santralinin cebra tünellerinde de karşılaşmıştır (TERZAGHI, 1929). Jipsli, grovaklı 45 metre uzunluktaki bölge, tünelin çalıştırılmasını izleyen yaklaşık birbuçuk ay içinde eriyerek kaplamanın 4 m'lik kısmını parçalamış ve tünel tabanı 15 cm kadar göçmüştür. Örme duvar kaplaması inceleme amacıyla kırıldığında 20 m³ hacmindeki bir magaranın karstlaşması sonunda oluştuğu anlaşılmıştır. GIGNOUX ve BARBIER (1955)'de Fransa'dan benzeri örnekler vermektedir.

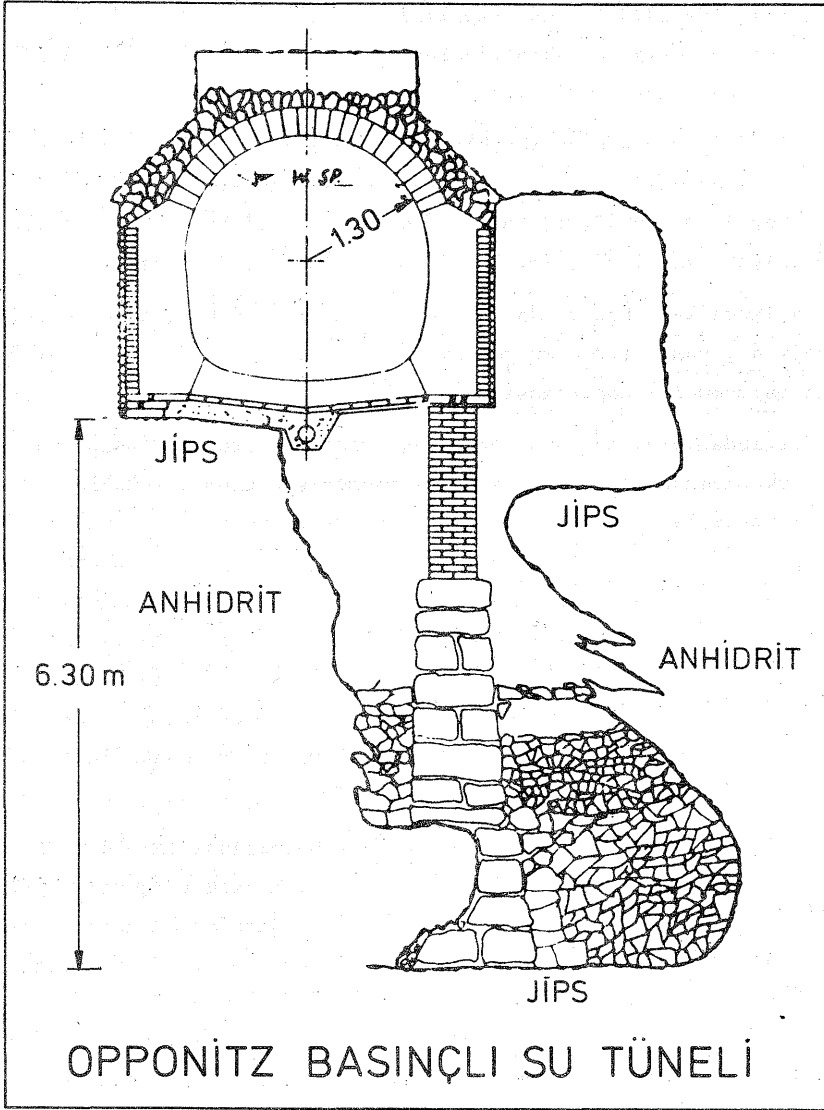
2.2. Baraj Mühendisliğinde Jips Karstı Ve Etkileri

Dünyanın özellikle yarı kurak bölgelerinde evaporitli kayalar üzerinde değişik yükseklik ve nitelikte su yapıları inşa edilmiştir. Bunların bir kısmı yıkılmış, bir kısmı değişik miktarda su kaçırmış, bir kısmında da oturma ve çökmeler görülmüştür.

Jips karstından etkilenen en eski barajın Amerika Birleşik Devletleri'nde, New Mexico'daki Pecos Irmagı üzerinde inşa edilmiş olan Mc. Millan Barajı (1983) olduğu kaydedilmektedir. Yapımından sonra sol yakada büyük su kaçaqları ve çökmeler olmuş ve yeni çatlaklar meydana gelmiştir. Zamanla barajın 6 km kadar mansabına yayılan yüksek debili kaynaklar çıkmıştır. 1909 yılında sol yamaçta başlatılan kaplama çalışmalarından olumlu sonuç alınamamıştır.

Hondo Nehri üzerindeki Hondo Barajı da jipsler üzerine temellendirilmiş ve bu baraj da meydana gelen su kaçaqları nedeniyle su tutmayarak devre dışı kalmıştır. Yine Pecos ırmagı üzerindeki jipsli kayalar ve yoğun jips üzerine oturtulan Avalon Barajı'nda üst kotlarda büyük kayalar başlamış ve barajın verimliliği azalmıştır.

1926'da Los Angeles'te inşa edilen St. Francis barajı ise sol yakada jipsli konglomeraların erimesiyle çok kısa bir süre sonra (1928) yıkılmıştır. Bu faciada 400 kişi hayatını kaybederken büyük maddi hasar da olmuştur.



Şekil 4. Opponitz Basınçlı Su Tüneli'nde karşılaşılan karstik boşluk ve alınan önlemler

Kaliforniya'da 1930 yılında yapılmış olan San Fernando barajı arasında 0,5-1 cm kalınlığında ikincil jips bantları içeren şeyller üzerindedir.

Baraj 4 l/s'ye ulaşan su kaçakları farkedilince çimento enjeksiyonuna başlanmış ve enjeksiyon yayılımını incelemek için Fe-Oksit kullanılmıştır. Halen her 10 yılda bir 1,5 m ara ile 3 sıra halinde çimento ve ben-tonit enjeksiyonu yapılmaktadır. Baraj kullanılabilir durumdadır.

1930 yılında Kaliforniya da inşa edilen 15 m yüksekliğindeki Qlive Hills barajı da, yamaçlardan su gelmeye başlayınca göl alanının bitümlü, geçirimsiz malzeme ile kaplanması sonucunda kullanılır hale getirilmiştir.

1966 yılında Texas'ın Canadien Irmagı üzerine kurulan Stanfort Barajı'nda da çok olumsuz jeolojik koşullara ragmen çok olumlu sonuçlar alınmıştır. Burada şeyller içinde 1-1,5 m kalınlıkta tabakalar veya mercekler halinde jips bulunmakta ve yüzeyden yaklaşık 30 m kadar derinde anhidritli şeyllere girilmektedir. Bu barajın yapımından sonra göl alanında silindirik erima bacaları oluşmuş ve tünel kazıları sırasında 30'a yakın dolin ve yeraltı boşluguna rastlanmıştır. Jipslerin altına kadar inen çok sayıda enjeksiyon perdesi yapılarak erimelerin önü alınmıştır. 70 m yüksekliğinde ve 1954 m uzunlughundaki bu barajda sızdırmazlık ve sağlamlaştırma enjeksiyonlarına zaman zaman devam edilmektedir.

30 m yüksekliğindeki Red Rock Barajı Iowa bölgesinde (ABD)dir. Temeldeki 3-10 m kalınlığında alüvyonlar 3-6 m'lik kumlu kalker içeren şeyllerle örtmektedir. Bunların altında ise dom şeklinde jipsler bulunmaktadır. Sag yakada su kaçakları ortaya çıkınca 250 m uzunlughunda, 3 m ara ile 3 aşamada çimento enjeksiyonu yapılmıştır. Sonuç kısmen başarılıdır.

Tower Barajında da (1957) temeldeki su kayalarlı yüzeysel perde enjeksiyonu ile önlenebilmiş, kısmen başarılı olunmuştur. Nashita Irmagı üzerinde yogun jipsler içine inşa edilen Cavales Baraj'ında, yüksekliğin çok az (10 m) olmasına ragmen temelde ve dolusavak altında önemli erimeler olmuştur. Erime boşlukları çimento karışımı blok, iri çakıl ve kumla doldurulmuştur. Sonuç kısmen başarılıdır.

Santa Barbara (Kaliforniya) üzerindeki Dos Peublos Barajının üst kotlardaki su kaçakları da göl seviyesinin düşürülmesi ile önlenebilmiştir.

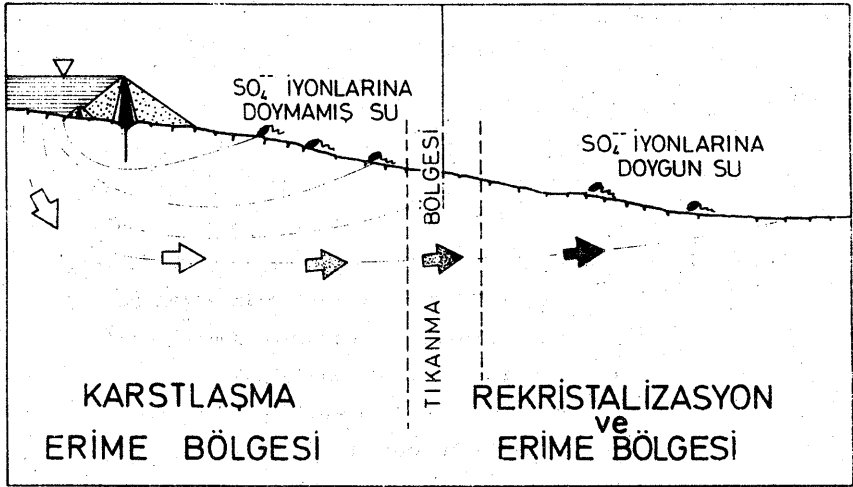
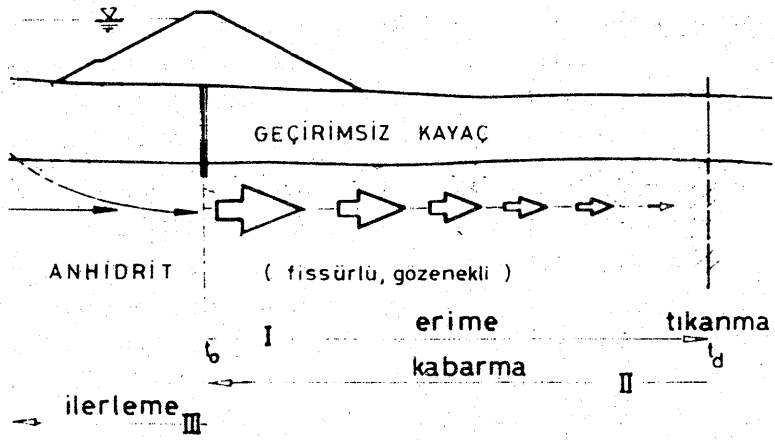
Dicle Barajı temelindeki evaporitli kayaçların inşaat sonrasındaki erime davranışlarını araştıran çalışmalar yukarıda anılan örneklerde meydana gelen erime sorunlarına ve alınan önlemlerin başarılı olabilme koşullarına açıklık getirebilmiştir. (VARDAR, 1982). Buna göre; erime ve erimenin doğal veya yapay yollarla engellenmesi iki ayrı modelle açıklanabilir:

a) Beslenmeye bağlı olarak, zamanla kapalı bir çökeltme ve tıkanma (anhidritlerde kabarma) havzası oluşur. Baraj gölünün dolumu sırasında yeraltına sızan su geçirimsiz kayaç örtüsü altındaki evaporitlerin erimesiyle SO_4^{--} iyonları bakımından zenginleşir. Yüze çıkamadığı veya geniş bir boşluğa rastlamadığı sürece kılcal çatlakları ve gözenekleri jips kristalleri ile doldurmaya başlar. Böylece akım hızı yavaşlatılan yeraltısuyu belirli bir tıkanma süresi ve uzaklığından sonra, gerisinde duran ve zamanla tam doymun hale gelebilecek olan bir kapalı çökeltme ve tıkanma bölgesini oluşturur (Şekil 5 a). Mansap enjeksiyonlarının başarılı olmasının nedeni de buradadır.

b) Yüzeyle bağlantı kurabilen yeraltısuyu tıkanma bölgesi içinde durdurulamadığı takdirde mansapta zamanla ve giderek artan bir hızla borulanmaya neden olur (Şekil 5 b). Baraj gölünün suyla dolmasından sonra yüzeyle veya yeraltındaki karst boşluklarıyla bağlantılar kurabilen yeraltısuyu, mansapta SO_4^{--} iyonlarının az çok zengin veya doymun kaynak ve pınarlar oluşturur. Doymamış bölgede erime ve yaygın karstlaşma görülürken, doymun bölgede erime ve tıkanma olayları birlikte gelişir. Tıkanma hızının erimeden fazla olduğu durumlarda, bir süre sonra rekristalizasyon sonucu, mansap gerisinde bir sızdırmazlık zonu oluşur. Önü tıkanan yeraltısuyu bu tıkanma bölgesinin önünde daha etkin bir biçimde yeni boşalım ağızları oluşturur. Yüksek debili bu kaynaklar barajın stabilitesine de olumsuz etki yapan mağaralanmaya neden olur.

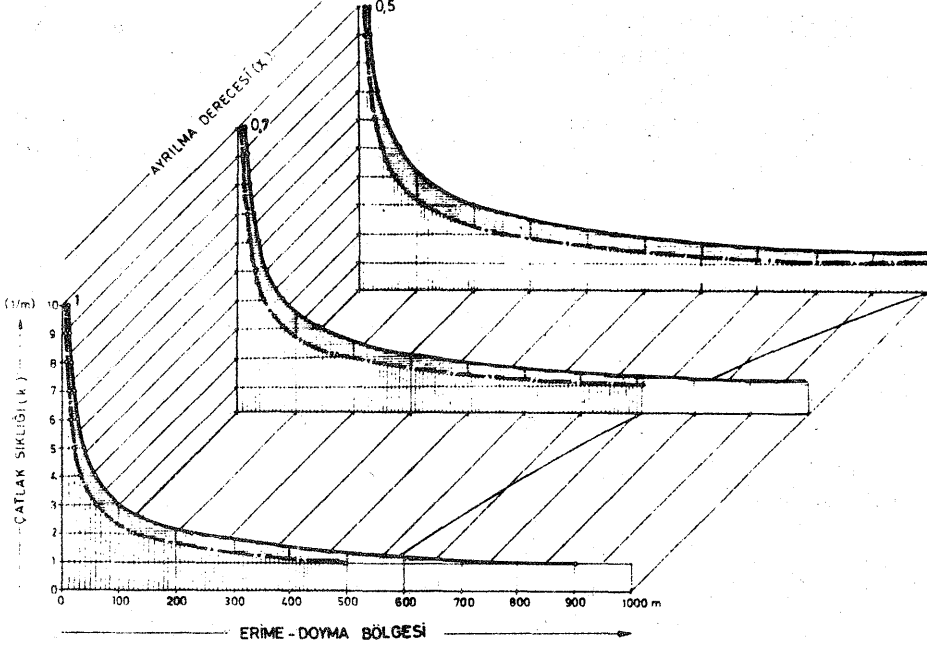
Bir örnek teşkil etmesi açısından Dicle Baraj yeri için kazanılan sonuçları özetlemekte yarar vardır.

Dicle Baraj yeri ve dolayındaki jipslerde çatlak sıklığının (k) 2-4 arasında değiştiği ve süreksizliklerin ayrılma derecelerinin (K) pek ender olarak 1'e ulaştığı, çoğun 0,7 ila 0,5 arasında değerler aldığı anlaşılmıştır. Geçirimsizliğin (K) 10^{-3} ila 10^{-7} m/s arasında değişmesi halinde yeraltısuyu yaklaşık 15 yıl süreyle 450-500 m'lik bir bölgeyi taradıktan sonra doymun hale gelebilecektir. Süreksizliklerin özelliklerine



Şekil 5. a) Beslenmeye olarak zamanla çökelme havzasının oluşması
b) yüzeyle bağlantı kurabilen yeraltı suyunun mansapta zamanla borulanmaya neden olması

baglı olarak hesaplanan erime-doyma bölgesi uzaklıkları Şekil 6'da gösterilmiştir. Sonuç olarak; Dicle mansabındaki 900-1000 m kadar uzaga giden bir bölgede su sızıntı ve pınar oluşumları en az 15 yıl süreyle sistematik olarak gözlenmeli ve araştırma kuyu ve galerilerinden alınan su örneklerinin kimyasal analizleri yapılmalıdır. Gerektiğinde sızdırmazlığı sağlayan ve yeraltısuyunu doyunlaştıran enjeksiyonlar yapılmalıdır.



Şekil 6. Çatlak sıklığı ve ayrılma derecesine bağlı olarak doyma bölgesi

2.3. Kabarma-Şişme Sorunları

Tünellerin yapımı sırasında karşılaşılan en önemli tersiyer basınçlar çoğu kez kimyasal veya fiziksel tepkimelerle hacmi artan kayalar tarafından oluşturulmaktadır. Bilindiği gibi; Anhidrit (CaSO_4)'in bünyesine 2 su molekülü alarak jipse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) ayrı bir kristal yapısı ile dönüşmesi kimyasal, bazı kil minerallerinin elektrostatik etkisindeki plakaları arasına su moleküllerinin girerek kristal ağını genişletmesi ise fiziksel kökenli hacim artışlarıdır. Suyun uzaklaştırılması halinde bu killerin hacmi yeniden azalmakta, jipsler ise anhidrite dönüştürülemediğinden hacimsel küçülme olamamaktadır. Bu farklılık dolayısıyla, kimyae

sal nedenli hacim artışlarını " K a b a r m a ", fiziksel kökenlileri de " Ş ş m e " olarak adlandırmak, nedeni yeterince anlaşılamamış veya her iki prosesin de birlikte yaşandığı durumlarda " H a c ı m s a l ı a r t ı ş " ifadesini kullanmak uzmanlarca yaygınlaşmıştır.

Anhidrit ara seviyeli kiltaşları bu bakımdan özel olarak incelenmesi gereken hacimsal artışlar gösterirler. Anhidritin jipse dönüşümünün bu artıştaki payını killerin şişmesinden ayırdedebilmek güç olmakla birlikte etkili ve başarılı önlemlerin alınabilmesi için kaçınılmazdır.

Anhidritin jipse dönüşümü, erime ve yeniden kristallenme aşamalarından geçer. Bunun için CaSO_4 'lü eriyigin doymuş olması şarttır. Teorik olarak reaksiyon hacimleri ile ilgili iki durum söz konusudur:

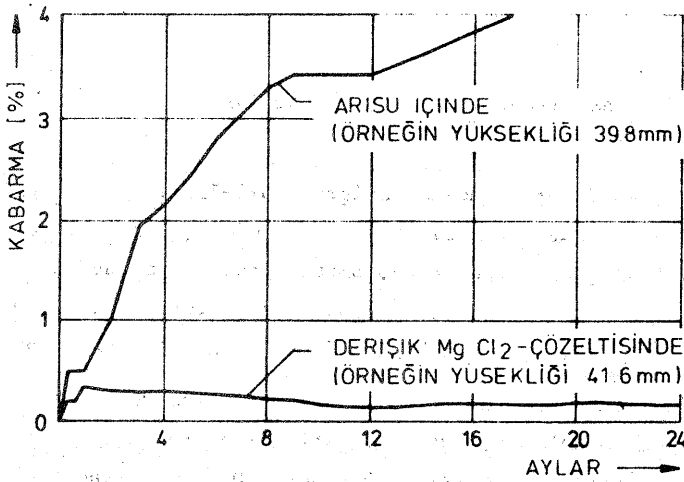
a) Dışa kapalı ıslak bir sistemdeki, anhidrit ve gerekli tepkime suyu toplamının hacmi, oluşan jips hacminden % 10 daha fazladır. Bunun gibi dışa kapalı sistemlerde meydana gelecek anhidrit-jips dönüşümünün, hacim artışı değil, % 10'luk bir hacimsal azalma oluşturması beklenir.

b) Dışa açık kuru bir sistemdeki boşluksuz anhidrite, dönüşüm için gerekli olan suyun dışarıdan beslenmesi halinde, oluşan jipsin hacmi anhidrite oranla % 61 daha fazladır.

Şişen kil minerallerinden biri olan ve evaporitli kayalarda çoğukez anhidritle birlikte bulunan korensitin de su içinde % 10-14 arasında şiştiği belirlenmiştir. (LİPPMANN, 1966). Benzer durum montmorillonit ve serbest illitler için de geçerlidir.

Kiltaşlarında yapraklanma etkisiyle oluşan hacim artışı % 50'ye ulaşabilmektedir. Yapraklanma genelde tabakalaşmaya paralel veya dar açılı kazı yüzeylerinde meydana gelmektedir. Bunun nedeni, kazı sırası ve sonrasında gerilme boşalmalarının, relatif çekme gerilmelerinin ve eğilme momentlerinin oluşmasıdır. Kullanılan kazı teknolojisinin yanı sıra hava akımları, nem durumu, kuruma ve ıslanmaların tekrarı yapraklanmayı hızlandırıcı diğer etmenlerdir.

Anhidritli kiltaşlarının magnezyum klorürlü ortamlarda hacim artışları bakımından denetlenebildiğini gösteren çalışmalar yapılmıştır (FECKER, 1981), (Şekil 7).



Şekil 7. Anhidritli kiltaşının sulu ve $Mg Cl_2$ 'lü ortamlardaki zamana bağlı kabarma davranışları

Tünellerde anhidritli kayaçların oluşturduğu sorunlardan bir kısmını tanıtmak ve yapılan önlem çalışmalarından bazı örnekler vermek, evaporitli kayaçlardaki mühendislik ilkelerinin anlaşılması bakımından gerekli görülmüştür.

Kiltası, marn ara katkılı, ince tabakalı sülfatlı kayaçlar içinde açıldığı bilinen ilk örnek Polonya'daki $95 m^2$ kesitli, 503 m uzunluğunda Czernitz tünelidir. Burada, kalın taban ve duvar kaplaması bir iki hafta içinde tümüyle kullanılmaz duruma gelmiş, 20 ile 24 cm'yi geçen radyal deformasyonlar ölçülmüştür (1854-58). Taban taraması ve kesit genişletilmesiyle tünel açılabilmiştir.

İsviçre'deki Hauenstein Tüneli (1852-58) dolomit, anhidrit, killi kalker ve kireçtaşı içinde açılmıştır. $57 m^2$ kesiti olup 8134 m uzunluğundadır. Yılda ortalama 0,3 cm'lik deformasyonlar ölçülmektedir. Toplam konverjans 32-42 cm arasındadır. Tavandan ve duvarlardan dökülmeler olmakta, kavlaklanmalar gözlenmektedir. Tabanda betonu kırabilen yüksek basınçlar ölçülmüş, beton kalitesinde 20-25 yıl içinde bozulmalar izlenmiştir. Tünelde 1912-15, 1938, 1953 ve 1974 yıllarında önemli onarımlar

yapılmıştır. Son onarımda taban taranmış, kaplamalarda özel beton kullanılmıştır.

2500 m boyundaki Bözberg Tüneli (İsviçre, 1871-75) 55 m² kesitli olup anhidrit grubu kayalar ve opalinus kili içinde açılmıştır. Kazıdan hemen sonra aktif basınçlar oluşmaya başlamış, ayaklar arasında 27, ila 33,5 cm'lik daralmalar olmuştur. Yıllık konverjans değerleri 1-10 mm arasındadır. Denetim ölçmeleri ve buna bağlı sürekli onarımlar yapılmaktadır.

1878-80 yılları arasında Almanya'da açılan Kappelsberg Tüneli 50 m² lik bir kesite ve 750 m'lik uzunluğa sahiptir. Kilitaşı-marn ara katkılı jips ve anhidritler içinde açılmıştır. Tünelde 4,70 m'ye ulaşan taban kabarmaları ve yılda ortalama 5,6 cm'ye varan deformasyonlar ölçülmüştür. Tünelin tabanı sürekli olarak taranmaktadır.

Yılda 8 mm dolayındaki deformasyonlarıyla 8578 m boyundaki oldukça küçük (29 m²) kesitli Grenchenbach Tüneli İsviçre'de kilitaşı, marn, kireçtaşı, anhidrit grubu içinde açılmıştır. 1922-24 ve 1947-52 yıllarında köklü onarımlar yapılmıştır.

İsviçre'deki 2. Hauenstein Tüneli (1912-15) 2495 m boyundadır ve sürekli bakım ve onarım çalışmalarını gerektirmektedir.

Anhidrit merceklerinin bulunduğu kilitaşları içinde 1930 yılında Fransa'da açılan Tunnel du Braus'un örme duvarlarında yıkılmalar olmuş ve bu nedenle basınçlı su borusu geniş bir kesitten serbestçe geçirilmiştir.

Almanya'daki Eski Engelberg Tüneli (1938) 152 m² kesitli geniş açıklıklı ilk tünellerdendir. Jipsli, anhidritli, ince tabakalı kilitaşı ve marnlardan oluşan Keuper serisi içinde açılmıştır. Boyu 590 m'dir. Tünel tabanının anhidritler içine girmesi güzergah seçimi sırasında önlenmediğinden büyük sorunlar çıkmamış, deformasyonlar çok küçük olmuştur.

Buna karşın, Eski Wagenburg Tünelinde aynı jeolojik birim içinde anhidritli düzeye inildiğinden taban kabarmaları ve yılda 4 cm'ye varan deformasyonlar olmuştur. 825 m boyunda ve 156 m² kesitindeki bu tüneli tutabilmek için yapım sırasında alışılmamış kalınlıkta (120 cm) beton kaplama kullanılmış, gevşemeleri önlemek için gecici iksa ile duvar arasına hidrolik yastıklar yerleştirilerek basınç verilmiştir (1941-58). Tünelin tabanı yay şeklindedir. Bu tünel içinde oluşturulan deneme-araş-

tırma kesitinde 1 m/yıla varan konverjans değerleri ile 48 kg/cm²'ye ulaşan radyal basınçlar ölçülmüştür.

1963-67 arasında marnlı dolomit ve anhidritler içinde inşa edilen 3180 m uzunluğundaki Belchen Tüneli (İsviçre) nin kesiti 82 m²'dir. 45 cm kalınlığındaki taban betonu birkaç ay içinde kırılmaktadır. Kırılmalar halen devam etmektedir. Tavanda 30 kg/cm²'lik basınçlar ölçülmüştür. Taban kaplamasının 1200 m'lik bir kesimde 120 cm'ye çıkarılması öngörülmüştür. Bitirilen kesimlerde başarı sağlanmıştır.

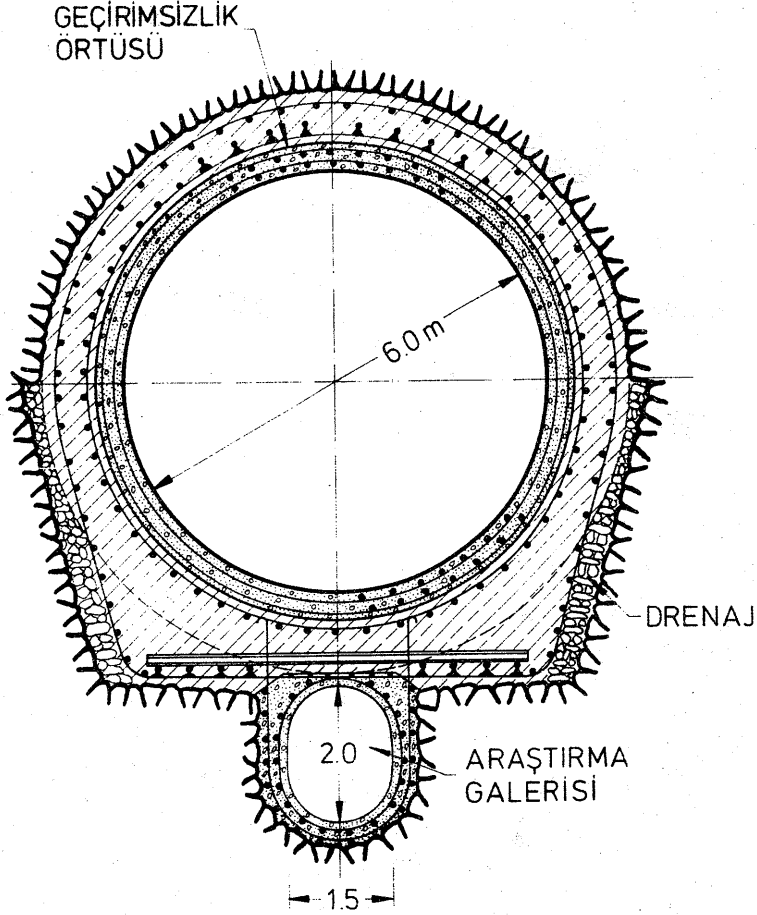
Almanya'da halen yapımda olan Yeni Engelberg/Leonberg Tüneli 180 m² lik kesitiyle en büyük karayolu tünellerinden biridir. 2x 1980 m uzunluğunda olup jipsli, anhidritli, ince kilitaşı-marn arakatlı Keuper serisi içinde açılmaktadır. Tünel ekseninde yer alan deneme ve araştırma galerilerinde anhidritlerin su ile temas ettirildikleri takdirde 60 cm'yi aşan deformasyonlar ölçülmüştür. Tabanda açılan bir araştırma çukurunda özel deney ve gözlemlere devam edilmektedir. İki bileşenli suni reçine ile bu araştırma kesitine su gelişini önlenmiş ve kabarmalar tümüyle durdurulabilmektedir.

Sonuç olarak; yapılan araştırmalar ve açılmış ve açılmakta olan tünellerde elde edilen deneyimlerin ışığında, kabarmaların olabilmesi için anhidritli kuru fakat geçirimsiz (doğal çatlaklı ve ince tabakalı veya kazı sırasında örselenmiş) ortamlara suyun dışarıdan beslenmesinin gerektiği anlaşılmıştır. Korensit, illit, montmorillonit gibi şişebilen mineraleri içeren kilitaşı bantlı anhidritlerin veya anhidritli kilitaşlarının kabarma-şişme ve yapraklanma etkisiyle daha hızlı ve büyük hacimsel artış veya basınç artışı ortaya koyduğu belirlenmiştir.

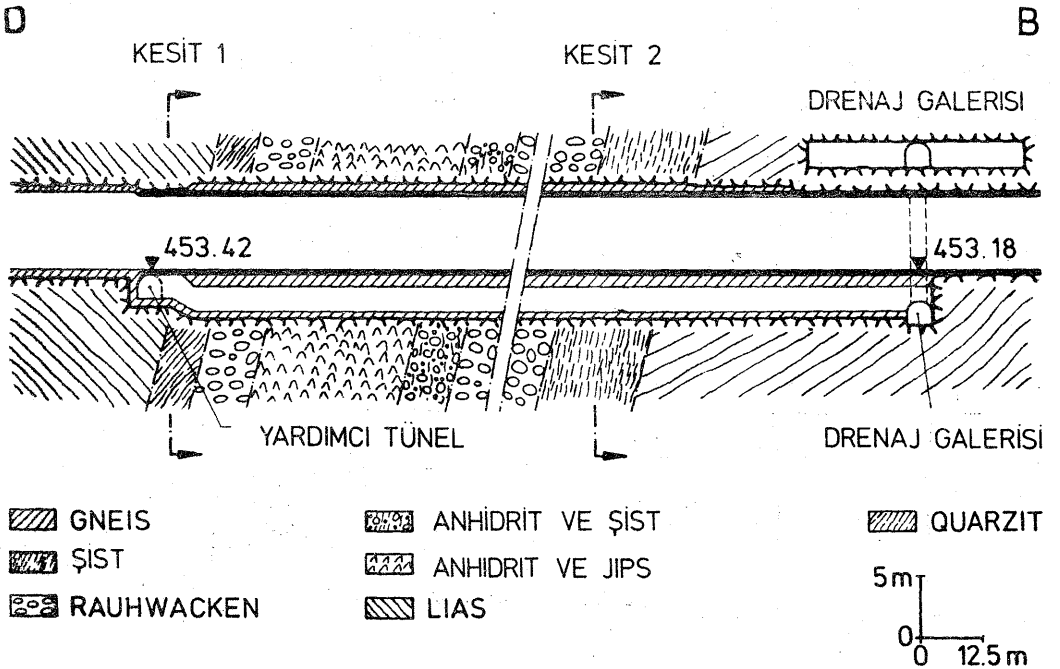
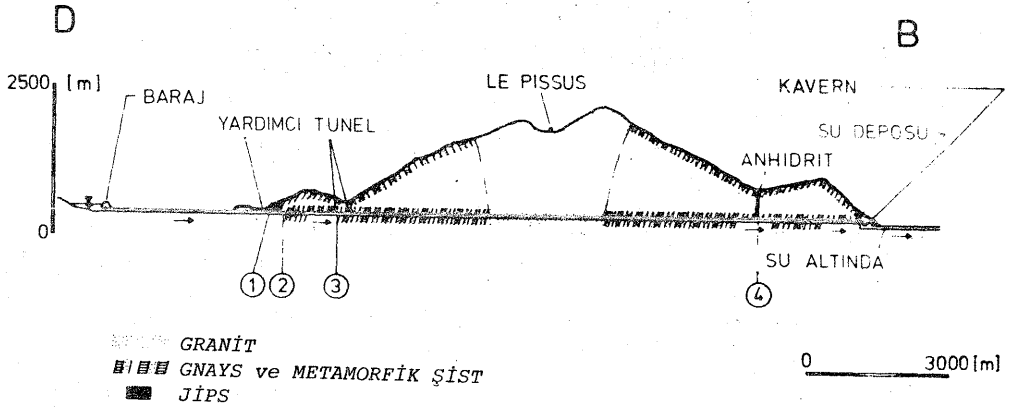
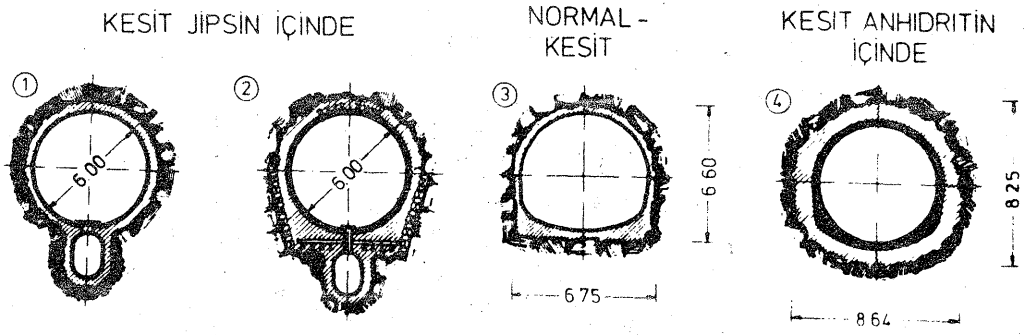
Kabarma-şişme basınçlarının oluşabilmesi ancak sabit tutulmaya çalışılan ortamlarda mümkündür. Bu nedenle hacmin serbestçe artmasına izin verildiği durumlarda korkulan basınçlar oluşmamaktadır. Bu sonuç evaporitli ortamlardaki tünel mühendisliğine iki farklı yaklaşımın kullanılabileceğini göstermiştir:

a) Tüneli çevreleyen bölgeye su gelişinin önlenmesi, tünel kaplamasını koruyan drenajın sağlanması ve tünel kaplamasının aşırı rijit ve sağlam imal edilmesi, Örnek olmak üzere Şekil 8'de İsere-Arc Basıncılı su tünelinin imalat kesiti ve Şekil 9'da da jeolojik durumu ile buna bağlı olarak seçilen diğer imalat kesitleri verilmiştir.

b) Ana Tüneli deformasyonlara izin veren bir koruma tüneli içine yerleştirmek. Şekil 10 ve 11'de bu durum Courbaisse-Massoins Basıncılı Su Tüneli örneklenerek açıklanmaya çalışılmıştır.



Şekil 8. Isère-Arc Basıncılı Su Tünelinin evaporitli kesimdeki imalat kesiti

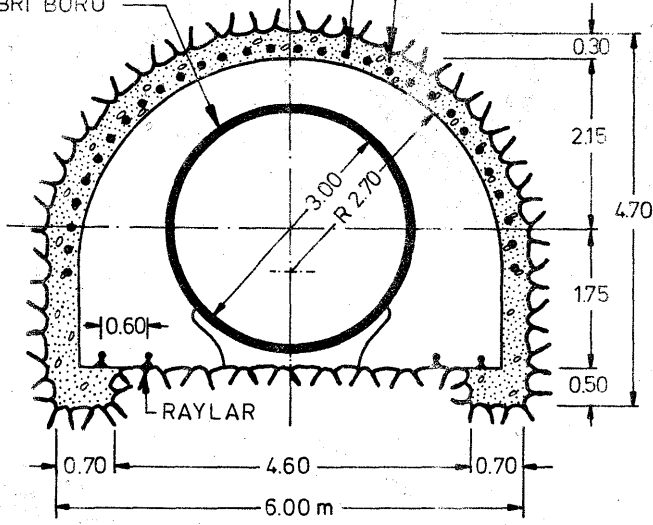


Şekil 9. Isère-Arc Tüneli ve kullanılan farklı profiller

30mm ÇAPLI DONANIM
ARALIK 30 cm

CEBRI BORU

IKSA

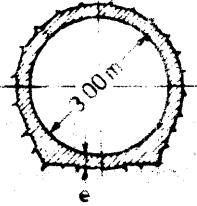


Şekil 10. Anhidritli kayalarda açılan Courbaisse-Massoins Basıncılı su Tünelinde Koruyucu tünel içine cebri borunun yerleştirilmesi

NORMAL KESİT

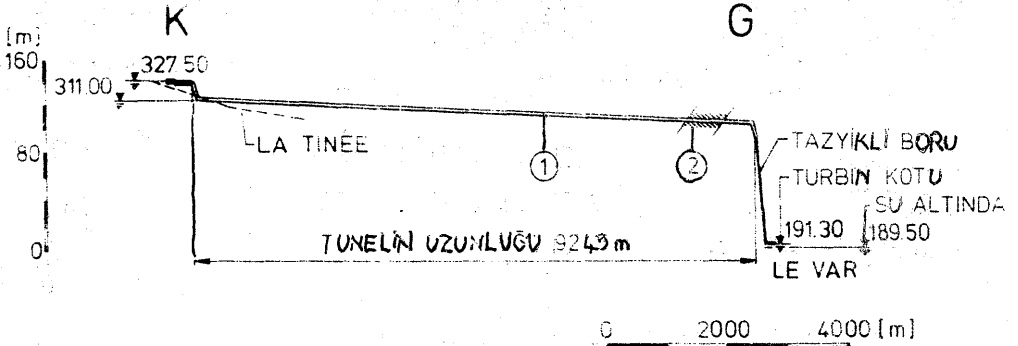
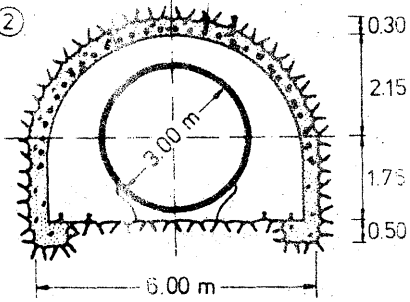
KESİT ANHİDRİTİN İÇİNDE

①



$$e = \begin{cases} \text{I} & \leq 0.25 \\ \text{II} & = 0.33 \\ \text{III} & = 0.50 \\ \text{IV} & \geq 0.60 \end{cases}$$

②



Şekil 11. Courbaisse-Massoins basınçlı su tünelinde anhidritli kesimin kesitin genişletilmesiyle geçilmesi

3. EVAPORİTLER İÇİNDE AÇILAN KAYA YAPILARINDA ANA İMALAT İLKELERİ

Bugüne kadar elde edilen araştırma sonuçları, geçmişte karşılaşılmış ve halen karşımıza çıkan sorunların nedenlerini anlamak ve kazanılan başarılı deneyimleri de de,erlendirmek için kullanıldığında evaporitler içinde kaya yapılarını oluşturmak için gerekli olan imalat ilkeferi'belirginleşmektedir. Bunlar aşağıda özetlenmiştir:

a) Teknik girişimden etkilenecek olan bölge içinde kalan tüm kayaçların litolojik, mineralojik, kimyasal , fizikomekanik, hidrojeolojik ve yapısal özellikleri olabildigince öğrenilmektedir.

b) Tüm planlama, projelendirme ve uygulama aşamasında evaporit sorunlarını bilen ve önemini kavramış elemanlar kullanılmalıdır.

c) Su gelişi daha imalata başlamadan evvel engellenmeli ve durdurulmalıdır.

d) Kazı işlemleri sırasında kayacın ilk sağlamlığını koruyan ve gevşemeleri önleyen korumalı yöntemler seçilmelidir.

e) Açık kazı yüzeyleri en kısa zamanda kapatılmalıdır.

f) Kaplama ile kayaç arasında kesin su yalıtımı sağlanmalıdır.

g) Yapının evaporitli kayaçlar üzerine oturtulan kısımları özel malzemeden imal edilmeli ve yapı elemanları ile kazı duveru arasına belirli deformasyonlara imkan veren yastık bölgesi yerleştirilmelidir.

h) İç kaplama tersiyer gerilmelere göre boyutlandırılmalı ve donatılmalıdır.

i) Yapının kritik bölgelerinde erime-boşluklanma ve kabarma-şişme olaylarını denetleyen araştırma ve gözlem kesitleri oluşturulmalıdır.

KAYNAKLAR

- BRUNE, G. (1965), Anhydrite and Gypsum Problems in Engineering Geology Eng. Geol. Bull. of the Assoc. of Eng. Geol.ğ V.2ğ No.1.
- Bundesminister f. Verkehr, Abt. Strassenbau (1975), Durchführung eines felsmechanischen Grossversuches in der Nordröhre des Wagenburgtunnels in Stuttgart. Eisenbahnbau und Strassenverkehrstechnik, H. 184.

FECKER, E. (1981), Influence of Swellings Rock on Tunneling. Int. Eng. Geol. Symp., Istanbul.

VARDAR, M. (1981), Dicle-Kavşana Baraj Yerinde Evaporitlerin Erime ve Kabarma Davranışları. Doç. Tezi, İTÜ Maden Fak.

VARDAR, M.ğ FECKER, E. (1984), Theorie und Praxis der Beherrschung löslicher und quellender Gesteine im Felsbau. Felsbau 2, No.2.

UZUN AYAK ÜRETİM YÖNTEMİNDE TAVAN TABAKALARININ İLK KIRILMA
MESAFESİNİN ANALİTİK OLARAK HESAPLANMASI

Analytical Calculation of First Caving Roof Span in Longwall Production Method

Ergin ARIÖĞLU *

ÖZET

Bu tebliğde, tavan tabakalarının statik davranışını gözönüne alan ve yerinde Jeomekanik parametreleri içeren bir analitik model ile ayağın "ilk kırılma açıklığı" formüle edilmiştir (7c ifadesi) Pratik tasarım amacına yönelik olarak sözü geçen büyüklüğün hesabı için bir nomogram hazırlanmıştır (Şekil 4).

ABSTRACT

The achievement of the longwall method largely depends upon having an efficient strata control at face which in turn involves the determination of first caving in the goaf and the selection of suitable support system. In this study, first caving roof span after starting a longwall face was discussed on the basis of the roof index L giving description of roof class and behaviour. an analytical attempt was undertaken to compute first caving roof span by taking into consideration compressive strength of the immediate roof, jointing characteristics, and thickness of the seam (Eq. 7c). for engineering purposes, these calculations were displayed in a design nomograph (Figure-4 based upon the average rebound number (Schmidt Index) of roof surfaces and roof quality classes.

* İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Maçka-İSTANBUL

1. GİRİŞ

Göçertmeli uzun ayakların tasarımında, gerek etkin arazi kontrolünün gerekse ayak üretiminin sürekliliğinin temini açısından tavan tabakalarının ilk kırılma açıklıklarının kestirilmesi gerekmektedir. Belirli bir açıklık içinde kırılma olayının gerçekleşmemesi durumunda, yukarıda belirtilen isteklerin yerine getirilmesi için bazı özel yöntemler uygulanır. En çok kullanılan pratik ayak arkasında yaklaşık $45-60^{\circ}$ yatımlı deliklerin patlayıcı madde ile şarj edilip patlatılmasıdır. Bu yöntemle oluşturulan zayıflık hattı ile tavan tabakasının kırılması temin edilebilir. Eğer tavan formasyonu çok sağlam (masif kumtaşı, konglomera) ise tavanın belirli aralıklarla sürekli biçimde patlatılması gerekecektir ki bu pratik hem ayak içi emniyeti, hemde üretim ekonomisi yönünden sakıncalıdır. Bu durumda ayak arkasının tamamen "dolgu" yapılması en rasyonel çözüm yoludur. (Arıoğlu-Ökten, 1978). Kuşkusuz dolgu işlemi üretim maliyetini büyük ölçüde arttıracaktır. Bu nedenle tavan tabakalarının kendi statik ağırlıkları etkisiyle doğal ve sürekli şekilde kırılması üretim ekonomisi açısından da büyük önem kazanır. Bu kritik büyüklüğü denetleyen bellibaşlı faktörler kömür damarının üzerinde bulunan tavan tabakalarının geometrik boyutları ve jeomekanik parametreleridir. (Biron-Arıoğlu, 1980) Arazi kontrolü literatüründe ayağın ilk kırılma mesafesini tavanın jeomekanik büyüklükleri cinsinden veren ampirik kökenli yaklaşımlar vardır. (Konopko-Kostyk, 1974, Kidybinski, 1982, Sheorey, 1984)

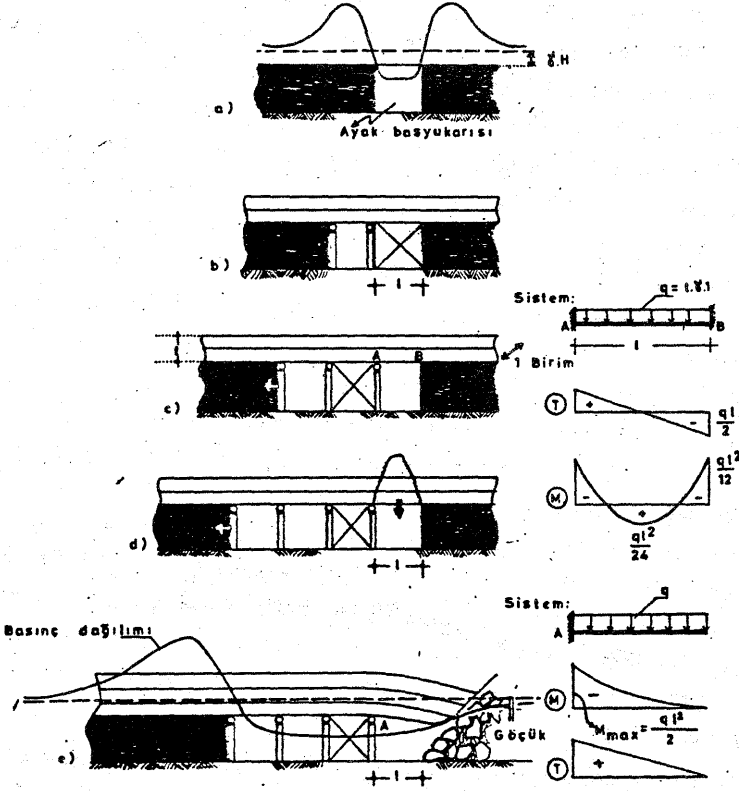
Bu çalışmada, incelenen konunun bütünlüğünü sağlamak için ilkin literatürde yaygın ilgi gören tavan sınıflandırmaları kısaca özetlenmiş, daha sonra tavan tabakalarının statik davranışını gözönüne alan ve yerinde jeomekanik parametreleri (çekme basınç direnci, çatlak yoğunluğu, hacimsel kabarma katsayısı vb.) içeren bir analitik modelle ayağın "ilk kırılma mesafesi" formüle edilmiştir. Ve vâzedilen yaklaşım, mevcut amprik yaklaşım sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca, tasarım amacına yönelik olarak Zonguldak Kömür Havzasının tavan şartları için sözkonusu büyüklüğü veren bir nomogram hazırlanmıştır. Nomogramda temel jeomekanik büyüklük olarak gerek yerinde ölçülme kolaylığı (Stacey, Page, 1986) gerekse formasyonun diğer mekanik büyüklükleriyle (basınç

çekme dirençleri ve elastisite modülü) korele edilmesi (Haramy-De Marco, 1986, Ghose, ChaKrabort, 1986) nedeniyle "Schmidt İndeks" değeri esas alınmıştır.

2. TAVANIN İLK KIRILMA MESAFESİ

Başıyukarıdan have açılmaya başlayınca, diğer bir deyişle arın üretime geçirildiğinde, basınç dağılımı galeri formundan ayak formuna doğru bir "değişim" gösterecektir(Biron-Ardoğan, 1980). Tavan tabakalarının kırılmadan önce, ayak başyukarısı etrafındaki basınç dağılımı Şekil 1a'da şematik olarak gösterilmiştir. Dikkat edileceği üzere bu durumda basınç dağılımı bakır bir ortamda açılmış galeri üzerindeki dağılıma benzer. Tavan tabakalarının göçertilmesi amacı ile ayak boyunca "domuz damı" denilen taşıyıcı elemanlar yerleştirilir(*) (Şekil 1b). Uygulamada damların yoğunluğu tavan şartlarına göre düzenlenir. Bu taşıyıcı sistemin işlevi ana tavan tabakalarının oluşturduğu mesnet reaksiyonlarını taşımak ve ayak arkasında düzgün bir göçük hattı temin etmektir. Ayak arını üretim faaliyeti için Şekil 1c'de gösterildiği gibi ilerletilir. Böylece ayak açıklığı giderek artar. Aynı zamanda damlarda bir ilerki haveye alınarak tekrar kurulurlar (Şekil 1c). Açıklık artımı ile tavan tabakalarının kritik kesitlerde (A, B) maruz kalacağı çekme gerilmesi de artacaktır. Domuz damı ve ilk ayak başyukarısı üzerindeki tavan tabakalarının mesnetlenme davranışı "ankastre" olarak modellenebilir (Jacobi, 1964. Biron-Ardoğan, 1980). Bilindiği üzere, kayaçların çekme dirençleri basınç dirençlerinden daha küçüktür. Bu nedenle, giriş sisteminin kırılması genellikle çekme direncinin asılması sonucunda oluşur (Şekil 1d). Tavan tabakalarının kırılmasını temin edecek eğilme açıklığına kadar damlar bir ilerki haveye alınıp tekrar kırılma işlemine devam edilir. İlk kırılmadan sonra, tavan tabakaları "Konsol Giriş" olarak çalışacaklardır (Şekil 1e). Başka bir anlatımla, tavanın A noktasında kırılmasına neden olacak "eğilme açıklığı ankastre giriş sistemine Şekil 1d) kıyasla daha azalacaktır. Böylece, ayak arını ilerledikçe, tavan, tabii şekilde kırılarak "ayak arkası göçüğü"nü oluşturur. Ve bu durumda ayak arazi kontrolü açısından artık normal çalışma rejimi içindedir. Sözü geçen çalışma

* Ülkemizde uygulanan yaygın pratik



Şekil 1. Uzunayaklarda basınçların gelişmesi.

konumunda derinlik basıncının ayak açıklığı boyunca dağılımı Şekil 1e'de belirtilmiştir. Buna göre, arın önünde bir basınç konsantrasyonu oluşur iken ayak açıklığı boyunca ise sadece tahkimat sisteminin taşıyabileceği şiddette, oldukça uniform sayılabilecek bir basınç dağılımı söz konusudur (Whittaker, 1975).

3. TAVANIN İLK KIRILMA MESAFESİNİ VEREN AMPRİK ESASLI YAKLAŞIMLAR

3.1. Genel

Bu bölümde, değişik jeolojik şartlarda çalışan uzun ayaklarda gözlenen "ilk kırılma mesafe" lerinin korelasyon matematiği ile değerlendirilen ve literatüre Katowice Maden Enstitüsü yaklaşımı (Konopko-Kostyk, 1974) olarak geçen yaklaşım, belirli bir ayrıntı içinde tanıtılacaktır. Sözü edilen yaklaşımın özellikle 1980'den sonra İngilizce yazılmış maden mühendisliği literatüründe (Kidybinski, 1982, Unrug-Swilski, 1982, Biron-Arrioğlu, 1983) geniş bir ilgi görmüş olması, dikkat çekicidir. Bu ilgi, incelenen yaklaşımının tavan tabakalarının insitu parametrelerini (basınç direnci, süreksizlik, sünme, nem vb) içermesi ile açıklanabilir.

Bugünün ortalama fiyatları gözönüne alındığında tam mekanize bir ayak uygulaması için gereken ilk yatırımın tutarı 7 milyar TL mertebesinde olup, tahkimat sisteminin bu yatırımdaki payı ise %50-60 ile 3,5-4,2 milyar TL'sına ulaşmaktadır. Tavanın sürekli ve doğal şekilde kırılmaması durumunda, ayak açıklığı boyunca tahkimat basıncı önemli ölçüde artacaktır. Keza, arın önü stabilitesi de artan basınç konsantrasyonu nedeniyle bozulacaktır. Bütün bu olaylar başlangıçta göçebilen tavan şartına göre seçilen tahkimat yük taşıma kapasitesini geniş çapta zorlayacaktır. Diğer kelimelerle, yukarıda tutarı belirtilen yatırımın ekonomikliği arında üretim sürekliliğinin ve ayak içi tavan kontrolünün istenen düzeyde temin edilememesinden dolayı, şu veya bu boyutta zedeleneyecektir. Bu nedenle, bugünün arazi kontrolü anlayışında üretime geçilmeden önce, tavanın karakteristikleri (ilk kırılma mesafesi, göçük potansiyeli, tahkimatsız arın mesafesi vb) önaraştırmalar yardımıyla ortaya çıkarılmaktadırlar.

3.2. Polonya Tavan Sınıflandırma Yaklaşımı

Bu yaklaşıma göre tavan indeksi genel olarak

$$L = 0,0064 \sigma_b^{1,7} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \quad (1)$$

amprik formülü ile ifade edilmektedir (Uhrug-Szwilski, 1982) (Formüllerde kullanılan sembollerin anlamı ekte açıklanmıştır.) Tavan indeksine dayandırılan tavan karakteristiklerinin sınıflandırılması Tablo 1'de özetlenmiştir (Konopko-Kostyk, 1974).

Aynı yaklaşıma göre, tavanın ilk kırılma mesafesi tavan indeksine bağlı olarak

$$l = 4,47 L^{0,4} \quad (2)$$

amprik bağıntısı ile verilmektedir. Tablo 1 ve (2) no.lu bağıntı yakından incelendiğinde, tavanın sağlamlaşması, diğer bir deyişle tavan indeksinin büyük değer alması durumunda tavanın kırılması için gereken ilk eğilme açıklığının arttığı, hatta göçertilmesinin "imkansız" olduğu anlaşılmaktadır. Bu koşullarda ayak içinde arazi kontrolünün temini açısından ayak arkasının tamamen dolgu malzemesi ile doldurulması gerekmektedir.

Tavanın ilk kırılma mesafesini veren (2) eşitliğini kayaçın (laboratuvar) tek eksenli basınç direnci cinsinden ifade etmek daha pratik olacaktır. Bu amaçla kumtaşı ve çamurtaşı için katsayılar sırasıyla

$$K_1 = 0,33$$

$$K_2 = 0,7$$

$$K_3 = 1 \quad (\text{Kuru numune})$$

$$K_3 \approx 0,5 \quad (\text{Ocak havasının rölatif nemi} > \%20 \text{ için})$$

$$K_1 = 0,42$$

$$K_2 = 0,6$$

$$K_3 \approx 0,4 \quad (> \%45 \text{ nem için})$$

Tablo 1. Tavan İndeksi

Tavan Sınıfı	Tavan İndeksi (L)	Tavan karakteristiği
I	$0 \leq L \leq 18$	Açılır açılmaz veya belli bir gecikme ile göçen tavan. Bütün tavanın tutulması için tavanda belli kalınlıkta kömür bırakılmalıdır.
II	$18 < L \leq 35$	Tahkimat üzerinde askıda kalan tavan taşı çok kolay göçer.
III	$35 < L \leq 60$	Küçük L değerleri için tavan taşı çürük, yersel olarak tabaka kaymaları gözlenir. Artan L değerleriyle tavan sağlamlaşır. Büyük L değerlerinde tavan kolayca göçer.
IV	$60 < L \leq 130$	Genel olarak tavan şartları iyidir. Tavan göçmeye elverişlidir. Fakat L'nin büyük değerleri için tavanın göçmesi zorlaşmaktadır.
Va	$130 < L \leq 250$	Tavan çok sağlam ve dirençli. Tavan ancak özel tedbirler aracılığıyla göçertilebilir (Laçım atma).
Vb	$L > 250$	Tavan ziyadesiyle sağlam. Bugünün mühendislik pratiğinde tavanın göçertilmesi imkansızdır. Bu gibi tavan şartlarında dolgu sistem uygulanmalıdır.

olarak kabul edilebilir. Bu nümerik değerler gözönünde tutulduğunda, tavanın "ilk kırılma mesafesi"

Kumtaşı (kuru) :

$$l = 0,329 \sigma_b^{0,68} \quad (3a)$$

Kumtaşı (nemli) :

$$l = 0,250 \sigma_b^{0,68} \quad (3b)$$

Çamurtaşı (nemli) :

$$l = 0,236 \sigma_b^{0,68} \quad (4)$$

formüllerinden hesaplanabilir. Bu ifadelerde birimler σ_b (kg/cm^2), l (m)'dir.

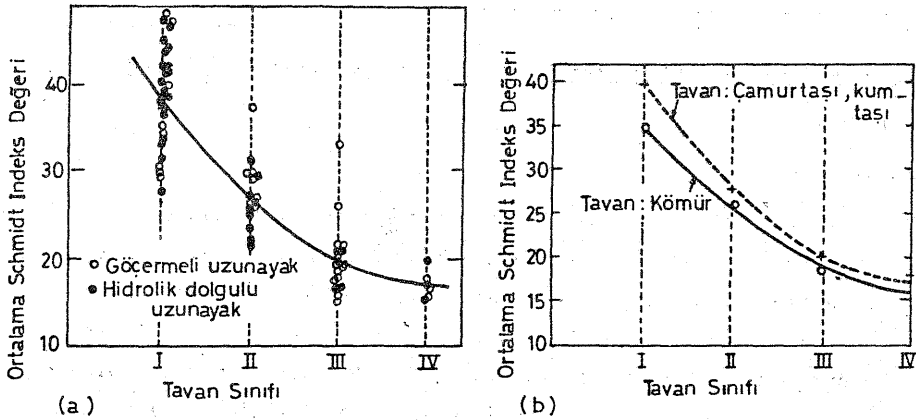
Hemen görüleceği üzere, tavanın ilk kırılma mesafesini denetleyen amprik faktörler kayacın tek eksenli direnci, litolojisi ve ocak havasının içerdiği nem yüzdesidir. Aynı litoloji ve basınç direnci için nemli ocak havasında tavanın ilk kırılma mesafesi kuru koşula kıyasla % 24 oranında daha azdır.

Gine Polonya ekolunun ürettiği, sadece tavan formasyonunun Schmidt İndeks de,erine dayandırılan basit bir tavan sınıflandırma sistemi mevcuttur. (Kidybinski, 1968). Ayak boyunca elde edilen ortalama Schmidt İndeks değerlerine (*) göre geliştirilen tavan sınıflandırması Şekil 2'de gösterilmiştir. Şekil 2a, göçertmeli ve hidrolik dolgulu ayaklar için Schmidt İndeks büyüklüğü ile tavan kalitesi arasındaki değişimi vermektedir. Şekil 2b ise tavan litolojisinin aynı değişim üzerindeki etkisini açıklamaktadır. Schmidt İndeks değerlerine göre sınıflandırılan tavanların arazi kontrolü yönünden olası davranışları (konverjans, arında tahkimatsız alan, 1 m^2 tavan alanı başına içsel stabilitesini kaybedip düşen blok hacmi) Tablo 2'de belirtilmiştir (Kidybinski, 1968). Tablo ve değişimler birlikte değerlendirildiğinde, ulaşılan pratik sonuçlar aşağıdaki şekilde özetlenebilir.

* Schmidt okumaları ayağın üst, alt baş tarafında ve orta noktasında oluşturulan 3 istasyonda alınmıştır. Her istasyonda birbirinden takriben 20 cm uzaklıkta olmak üzere tavanda 20 adet okuma yapılmıştır. 3 istasyonda alınan okumaların ortalaması, tavan sınıflandırılmasında baz değer olarak kabul edilmiştir.

Artan Schmidt değerleriyle diğer bir anlatımla tavanın sağlamlaşmasıyla tavan kontrolü parametreleri önemli ölçüde iyileşmektedir. Örneğin, ortalama 20 Schmidt İndeks değerinde olası tavan konverjansı 1 m ayak genişliği için ortalama 5 cm kestirilir iken söz konusu indeks değerinin 30 olması durumunda tavan konverjansı 3 cm mertebesinde oluşmaktadır. Diğer kelimelerle, birim ayak açıklığı için tavan alçalması % 40 azalmaktadır.

Aynı Schmidt İndeks değerleri için tavanın kömür olması (kumtaşı, çamurtaşına kıyasla) arazi kontrolünü denetleyen parametreler bakımından belirgin bir fark oluşturmamaktadır.



Şekil-2.(Schmidt İndeksi-Tavan Kalite) Değişimleri

Arazi Kontrol	Tavan Sınıfları			
Parametreleri	I (Çok iyi)	II (İyi)	III (Orta)	IV (Zor tavan)
	Sağlam, göçük- süz büyük tahkimatsız alanlar	Düzgün, kö- çüksüz çat- lak sistem- leri	Kırılmış sa- yısız çat- laklar,blok düşmeleri, önemli kon- verjans	Sayısız blok düşmeleri, de- forme olmuş tahkimatlar,iş- letme problem- leri

Konverjans, cm (Birim (m) ayak genişliği için, 2 m ayak yüksek- liği)	< 2	2-4	4-6	> 6
Maksimum tahkimatsız tavan alanı, m ²	> 7	4-7	0,5-4	< 0,5
1 m ² tavan alanı ba- şına düşen blok hacmi, cm ³	< 2	2-10	11-20	> 20

4. TAVAN TABAKALARININ "İLK KIRILMA MESAFESİ" NİN ANALİTİK MODELLE HESAPLANMASI

4.1. Kabuller

Bu analizde yapılan bellibaşlı kabuller aşağıda sıralanmıştır.

- Tavan tabakasının statik modeli Şekil 1c'de gösterildiği gibi "ankastre kiriş" alınmıştır. Gerçekte, A ve B kesitleri eğilme momenti etkisi altında belirli bir dönme kapasitesine sahiptir. Bu durumda mesnetlerin statik davranışı "elastik ankastre" olarak modellenebilir. Yalnız kesitlerin dönme özelliklerini nümerik şekilde belirleme imkanı olmadığından mesnetlerin "dönmediği" kabulü burada yapılmıştır. Uniform yayılı yükden oluşan moment diyagramı Şekil 1'de görülmektedir.
- Kiriş sistemine etki eden yük, sadece ana tavandan ayrılarak A ve B kesitleri arasında eğilmeye çalışan yalancı tavanın ölü

ağırlığıdır. Diğer kelimelerle, yalancı tavanın hemen üzerindeki ana tavan, A ve B açıklığı boyunca kendi ölü ağırlığını taşımaktadır. Bu nedenle, ana tavandan herhangi bir yük transferi söz konusu değildir.

Bu kabul altında, yalancı tavanın ölü ağırlığı birim tavan genişliği için

$$q = t \cdot \gamma \quad (5a)$$

dir. t yalancı tavanın kalınlığı olup, çalışılan damar kalınlığı cinsinden

$$t = \frac{m}{K-1} \quad (5b)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir (Arıoğlu, 1975, Birön Arıoğlu, 1980, Smart-Redfern, 1986). K kayacın hacimsel kabarma faktörüdür. Genellikle kumtaşı ve çamurtaşı için sırasıyla 1,5 ve 1,4 değerleri alınabilir (Peng-Chiang, 1984, Birön-Arıoğlu, 1985). (5b) ifadesi (5a) genel eşitliğinde yazılırsa, $K \approx 1,5$ için kiriş sisteminin çalıştığı yayılı yükün şiddeti

$$q \approx 2 m \cdot \gamma \quad (5c)$$

olmaktadır.

İncelenen kiriş sisteminde kritik gerilme eğilme gerilmesidir. Başka bir deyişle, kırılma, A ve B kesitlerinde oluşan eğilme gerilmesinin tavan çekme direncini aşması durumunda sonuçlanacaktır.

4.2. İlk Kırılma Mesafesinin Formüle Edilmesi

Ankastre mesnetlerde oluşan çekme gerilmesinin büyüklüğü

$$\sigma = \frac{q l^2}{2 t^2} \approx \frac{\gamma \cdot l^2}{4 m} \quad (6)$$

dir. (Şekil 1) Ve tavanın A ve B noktalarında kırılması için

$$\sigma \geq \sigma_c$$

şartı sağlanmalıdır (Birön-Arioğlu, 1980). Burada " σ_c " tavanın yerinde çekme direncini ifade etmektedir. (6)'da tavan eğilme açıklığı " ℓ " yalnız bırakılırsa, tavanın ilk kırılma mesafesi

$$\ell = 2 \sqrt{\frac{\sigma_c}{\gamma} \cdot m} \quad (7a)$$

formülünden hesaplanabilir.

(7a) formülü universal büyüklük olan laboratuvar basınç direnci " q_b " cinsinden yazılır ve tavan kayaç yoğunluğu $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ alınırsa,

$$\ell \geq 1,265 \sqrt{\frac{A \cdot \sigma_b}{n} \cdot m} \quad (7b)$$

elde olunur. " n " tavan formasyonunun çatlaklık durumunu ifade eden jeo-mekanik büyüklük olup, ortalama uzun ayak şartları için $n=4$ kabul edilebilir (Wilson, 1980). " A " ise çekme direnci ile basınç direnci arasında kurulan lineer korelasyonun eğimidir. Sözü geçen değer uygulamalı kaya mekaniği disiplininde $\hat{A} = 0,10$ olarak alınmaktadır (Stacey-Page, 1986). A ve n ile ilgili kabul edilen numerik değerler (7b) formülünde kullanılırsa, tavanın ilk kırılma mesafesi

$$\ell \geq 0,2 \sqrt{\sigma_b \cdot m} \quad (7c)$$

olarak elde edilir. Bu formülde birimler $\sigma_b \text{ (t/m}^2\text{)}$, $m \text{ (m)}$ ve $\ell \text{ (m)}$ 'dir. (7c) formülü 20° 'ye kadar eğimli uzun ayak tavan tabakalarının ilk kırılma mesafelerinin hesabında yeterli yaklaşıklıkla kullanılabilir. (7c)'nin en genel şekli

$$\ell \geq 0,2 \sqrt{\frac{\sigma_b \cdot m}{\cos \alpha}} \quad (7d)$$

olup " α " tavan tabakasının yatayla yaptığı eğim açısını göstermektedir. Görüldüğü üzere, tavanın ilk kırılma mesafesi:

. Formasyonun basınç direncine,

. Yalancı tavan kalınlığına dolayısıyla çalışılan damar kalınlığına bağlıdır.

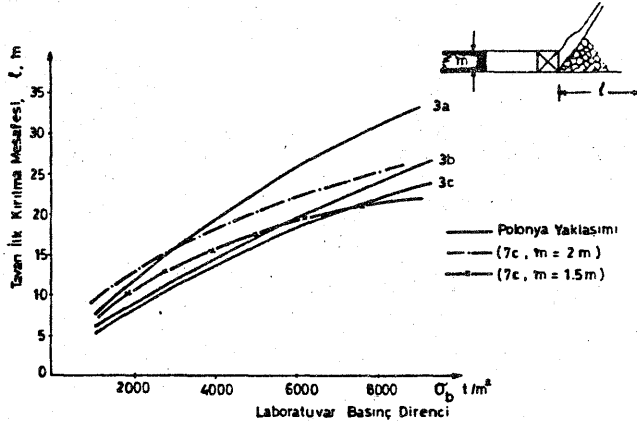
4.3. Çıkarılan Formülün Polonya Yaklaşımı ile Karşılaştırılması

Çeşitli basınç dirençleri için (3a), (3b), (3c) ve (7c) bağıntılarından hesaplanan ilk kırılma mesafeleri Tablo 3'de sunulmuştur. Anılan değişimler keza Şekil 3'de çizilmiştir.

Tablo 3 : Polonya Amprik Yaklaşımına Göre Tavanın İlk Kırılma Mesafeleri ve Teorik Tavan Kırılma Mesafeleri

	$\sigma_b (t/m^2)$			
	2000	4000	6000	8000
Kumtaşı (kuru, 3a)				
(m)	12,1	19,3	25,5	31
Kumtaşı (nemli, 3b)				
(m)	9,2	14,7	19,4	23,6
Çamurtaşı (nemli, 3c)				
(m)	8,7	13,9	18,3	-
m = 2 için				
(7c), (m)	12,5	17,7	21,7	25
m = 1,5 için				
(7c), (m)	10,7	15,2	18,6	21,5

Hemen görüleceği üzere, teorik esaslı (7c) formülünün sonuçları Polonya yaklaşımının ürettiği amprk ilk kırılma mesafeleri ile oldukça iyi sayılabilecek bir uyum içindedir. Çok zayıf tavan şartlarında ($\sigma_b < 250 \text{ kg/cm}^2$) incelenen yaklaşımların artan yakınsaklığı dikkat çekicidir. Yaklaşımların ortalama sonuçları arasında rolatif sapma % 15'i geçmemektedir. Bu bakımdan semi-teorik yaklaşım karakterinde olan (7c) ifadesi uzun ayak uygulamalarında tavan tabakalarının ilk kırılma mesafesinin belirlenmesinde kullanabilir.



4.4. Schmidt İndeks Büyüklüğüne Göre Tavanın İlk Kırılma Mesafesinin Kestirilmesi

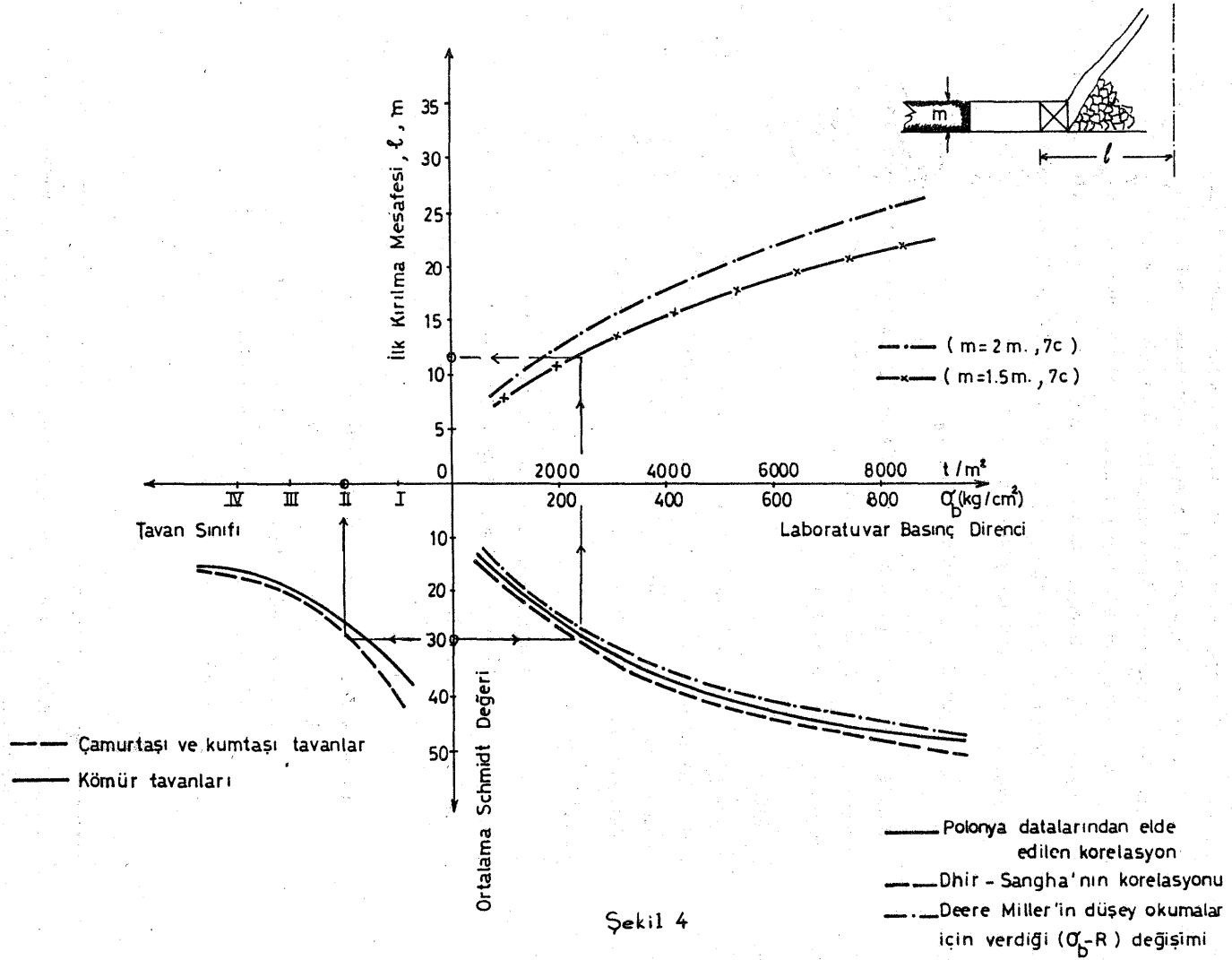
Schmidt İndeks değerinin kolayca elde edilmesi, ve bu büyüklük ile formasyonun diğer mekanik büyüklükleri yeterli yaklaşıklıkla belirlenebilmesi özellikleri gözönünde tutulduğunda, ilk kırılma mesafesinin Schmidt İndeks cinsinden formüle edilmesi uzun ayak tasarım amaçları için daha kullanışlı olacaktır. Ayrıca bu düzenleme ile Schmidt İndeks değerlerinden kestirilebilen tavan parametrelerinin (konverjans, açık bırakılabilecek tahkimatsız tavan alanı, göçük hacmi) de (Tablo 2) kırılma mesafesi ile korelasyonları kurulabilecektir.

Bu amaca yönelik olarak, ilkin, Schmidt İndeks değeri ile basınç direnci arasındaki bağıntı araştırılmıştır.

Yazar, Kinybinski'nin datalarını (*) (Kumtaşı-Çamurtaşı-Kömür tavan) kullanarak

$$\log \sigma_b (\text{kg/cm}^2) = 0,0314 R + 1,487r = 0,992 \quad (8a)$$

* Analizde, (Kinybinski, 1968) kaynağındaki Şekil 2'de büyük ölçüde dağılmamış datalar diğer bir deyişle az-çok bir trenol üzerinde yer alan değerler alınmıştır.



Şekil 4

korelasyon ifadesini elde etmiştir. Daha önce çıkarılan (7c) ifadesi ve Şekil 2 ve (8) değişimleri nomogram düzeninde Şekil 4'de topluca çizilmiştir. Uygulamalı kaya mekaniği disipliniinde yaygın olarak kullanılan Deere-Miller'in (1966) (yukarıya doğru yapılan çekiç okumaları, ortalama kayaç yoğunluğu $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ için) (basınç direnci-Schmidt İndeks değeri) ve Dhir-Sangha'nın (1972) teklif ettikleri (8b) korelasyonu aynı şekil üzerinde gösterilmiştir.

$$\log \sigma_b \text{ (MN/m}^2\text{)} = 0,0294 R + 0,473 \quad (8b)$$

İzlendiği gibi, sözü geçen yaklaşımların hemen hemen aynı sonuçları üretmeleri çok ilginçtir. Hazırlanan nomogram ile ilgili bir numerik örnek aşağıda verilmiştir.

Veriler:

Damar eğimi $\alpha = 15^\circ$
 Damar kalınlığı $m = 1,40 \text{ m}$
 Tavan: Çamurtaşı
 Ortalama Schmidt İndeksi $R = 29 (*)$

İstenenler:

Tavanın ilk kırılma mesafesi, tavan parametreleri
 Şekil 4 yardımıyla ana veri $R = 29$ için tavanın ilk kırılma mesafesi ve tavan sınıfı sırasıyla

$$l \approx 12 \text{ m}$$

Tavan sınıfı II.Buna göre; Tablo 1'den

olası konverjans : 3 cm/m

ortalama tahkimatsız tavan alanı : $5,5 \text{ m}^2$

ortalama göçük hacmi 1 m^2 tavan alanı için : 12 cm^3

değerleri kestirilebilir.

* Bu değer, T.T.K. Üzülmaz Bölgesi Asma Bölümüne ait Hacımemiş ayağında gerçekleştirilen Schmidt Okumalarının ortalamasına karşı gelmektedir.

5. SONUÇ

Bu çalışmada ulaşılan önemli sonuçlar şöyle sıralanabilir :

Uzun ayak tasarımı tavan tabakalarının ilk kırılma mesafesi- nin önceden belirlenmesi ayak içi tahkimat taşıma kapasitesinin ve özellikle kalın damarlarda ($m > 2m$) arın önü stabilitesinin temini açısından büyük önem kazanır. Ayrıca, tam mekanize ayak uygulamalarında (sağlam ($\sigma_b \geq 800 \text{ kg/cm}^2$) ve kalın tavan şart- larında) tavanın sürekli ve doğal kırılmaması üretim ekonomisini olumsuz şekilde etkiler. Denebilir ki bu koşullarda mekanize ça- lışmanın sağlayacağı para ve zaman ekonomisi tamamen kaybolacak- tır.

Tasarım amacına yönelik olarak tavanın "ilk kırılma mesafesi" formüle edilmiştir. (7c ifadesi) bu analizde, temel jeomekanik büyüklük olarak "Schmidt İndeks değeri" alınmıştır. Teklif edi- len bu yaklaşım, tavanın arazi kontrolü parametrelerini (kon- verjans, tahkimatsız tavan alanı, göçük hacmi) veren Kidybinski (1968) tavan sınıflandırılması ile bir nomogram (Şekil 4) üze- rinde bütünleştirilmiştir.

Bu düzenleme sonucunda çalışmanın pratik kullanım alanı daha da genişletilmiştir.

KAYNAKLAR

- ARIOĞLU, E., 1975, Arına Paralel Ahşap Ayak Tahkimatında Sarma Tüketiminin Minimuma İndirilmesi, Madencilik, Maden Mühendisleri Odası Yayın Organı, Cilt XIV, Sayı 4.
- ARIOĞLU, E., ÖKTEN, G., 1978, Pnomatik Ramble Uygulamasında Geliş- meler ve Pnometik Ramblenin Teorisi, Türkiye 1. Kömür Kongresi, Türkiye Kömür İşletmeleri Kurumu Yayını.
- BİRÖN, C., ARIÖĞLU, E., 1980, Madenlerde Tahkimat İşleri ve Ta- sarımı, Birsan Kitabevi, İstanbul.
- BİRÖN, C., ARIÖĞLU, E., 1983, Design of Supports In Mines, John Wiley & Sons, New York.

- BİRÖN, C., ARIÖÇLU, E., 1986, Madenlerde Tahkimat İşleri ve Tasarımı, Genişletilmiş 2. baskı, Birsen Kitabevi, İstanbul.
- DEERE, D.V., MILLER, R.D., 1966, Engineering Classifications and Indeks Properties of Intact Rock, Tech. Report No AFWL-TR 65-116, University of Illinois.
- DHIR, R.K., SANGHA, C.M., 1972, Rock Strength, Colliery Guardian, May. pp. 252-256.
- GHOSE, A.K., CHAKRABAKTI, S., 1986, Emprical Strength Indices of Indian Coals-An Investigation, 27 th U.S.Symposium on Rock Mechanics, pp. 55-61.
- HARAMY, K.Y., DE MARCO, M.J., 1985, Use of the Schmidth Hammer For Rock and Coal Testing, 26 th U.S.Symposium on Rock Mechanics, Rapid City, S.D., pp. 549-555.
- KIDYBINSKI, A., 1968, Rebound Number and the Quality of Mine Roof Strate, Int.J.Rock Mech.Min.Sci., 5, pp. 283-292.
- KIDYBINSKI, A., 1982, Classification of Rocks For Longwall Cavebility, State of the Art of Ground Control In Longwall Mining and Mining Subsidence, Society of Mining Engineers, New York, pp. 31-37.
- KONOPKO, W., KOSTYK, T., 1974, Prediction of Roof Stability In Longwalls Mined With Caving, Central Mining Institute Annual Report, Katowice-Poland.
- JACOBI, O., 1964, The Origin of Roof Falls In Starting Faces With The Caving System, Int. J. Rock Mech. Mining Sci. 1, pp. 313-318.
- PENG, S.S., CHIANG, H.S., 1984, Longwall Mining, John Wiley & Sons, New York.
- SUART, B.G.D., REDFERN, A., 1986, The evaluation of Powered Support Specifications From Geological and Mining Practice Information, 27 th U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp. 367-377.
- STACEY, T.R., PAGE, C.H., 1986, Practical Handbook For Underground Rock Mechanics, Trans. Tech. Publications, Clausthal-Zellerferd.

UNRUG, K., SZWILSKI, T.B., 1982, Methods of Roof Caveability Prediction, State of the Art of Ground Control In Longwall Mining and Mining Subsidence, Society of Mining Engineers, New York, pp. 13-29.

WHITTAKER, B.N., 1975, An Appraisal of Strata Control Practice, The Mining Engineer, Vol. 134, 75 p.

WILSON, A.H., 1980, Stability of Underground Working In the Soft Rocks of Coal Measures, Ph.D. Thesis, University of Nottingham.

EK-I

YAZIDA KULLANILAN SEMBOLLER

- A : Çekme direnci-basınç direnci arasındaki lineer korelasyonun eğimi
- K : Tavanın kabarma faktörü
- K_1 : Yerinde kayacın basınç direncini kullanım katsayısı
- K_2 : Kayacın yorulma özelliğini gözönüne alan katsayısı
- K_3 : Ocak havası neminin basınç direnci üzerindeki etkisini gözönüne alan katsayı
- ℓ : Tavanın ilk kırılma mesafesi
- L : Tavan indeksi
- m : Çalışılan damar kalınlığı
- n : Kayacın çatlaklılık değeri
- q : Tavan yayılı yükü
- R : Schmidt İndeks değeri
- t : Yalancı tavan kalınlığı
- α : Yalancı tavan eğimi
- γ : Kayaç yoğunluğu
- σ : Kritik kesitlerde oluşan çekme gerilmesi
- σ_b : Laboratuvar tek eksenli basınç direnci
- σ_{ϕ} : Çekme direnci

TUNÇBİLEK KÖMÜR İŞLETMESİ "BEYE"
SAHASININ RİPERLENEBİLME KOŞULLARININ İNCELENMESİ

The Investigation of Rippeability of Rocks
in Beye Field of Tunçbilek Lignite Open Pit

Seyfi KULAKSIZ*

ÖZET

Açık ocak madenciliğinde genelde, cevher-dekapaj gevşetme işlemleri sert ortamlarda delme-patlatma işlemleri ile yapılmaktadır. Gelişen teknolojiye bağlı olarak, iş makinalarından bul-dozerlerin ripperle donanması neticesi, gevşetme işlemleri ripperli dozerlerle yapılmaya başlanılmıştır. Bir formasyonun ripperlenebilmesinin tayini için ortam kayacın jeo-mühendislik özelliklerinin bilinmesi gerekir.

Bu incelemede, kayaçların ripperlenebilme koşullarının incelenmesi, jeoloji, jeofizik, mühendislik, yöntem ve çalışmaları ile tesbit edilerek belirlenmeye çalışılmıştır.

ABSTRACT

In open mining generally ore/overburden are loosened by drilling and blasting techniques. As technology has steadily developed and, the use of rippers with bulldozers the material are started to loose by tractor mounted ripper.

Whether the material should be ripped or drilled and blasted; for the determining of the rippeability of a formation, first the engineering and geological character of the rocks must be known.

On this study, the rippeability condition of rocks are investigated from the point of geology, geophysics and rocks mechanics.

*Hacettepe Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA.

1. GİRİŞ

Açık ocak madencilğinde örtü kütlesinin belli seviyelere kadar ripерlenmesi* uygulanmakta idi. Güçlü motorların geliştirilmesi, ripерleme ekipmanındaki boyut, şekil, dizayn değişiklikleri ve kayaçların ripерlenebilme özelliğinin saptanmasında değişik kriterlerin gözönüne alınması ile, daha önceleri ripерlenemez denen bazı kayaçlar kolayca ripерlenebilmektedir.

Sert kayaç işletmeciliğinde bugün, modern teknolojiyi uygulamaya geçerken ilk iş, uygulanacak yöntemin belirlenmesi ve daha sonra da, seçilecek ekipmandan kısa zamanda maksimum verimlilik ve metreküp başına minimum maliyet sağlanması olmalıdır. Bu çalışma ile ülkemizde ripерli dozerlerin, gerek inşaat sektöründe, gerekse madencilik sektöründe rastgele kullanılarak kaynak ve ekonomik kaybın önlenmesi amaçlanmıştır.

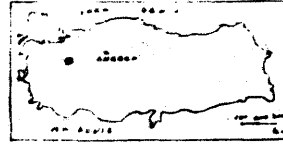
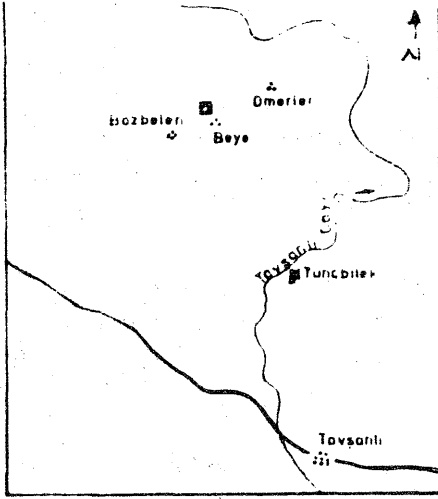
Mühendislik jeolojisi açısından: tabakalanma, tane boyu, kristalin yapısı, fay, çatlak ve benzeri zayıf yapıların bulunuşu, nem, geçirgenlik, sıkışma dayanımı, ripерlenme koşullarının belirlenmesinde önemli parametreler olarak ortaya çıkmaktadır. Bu amaçla, hem yerinde (in-situ), hem de laboratuvarında yapılan çalışmaların ışığı altında, ripерlenme konusuna en gerçekçi yaklaşım saptanmaya çalışılmıştır.

1.1. Önceki Çalışmalar

Çalışma alanında tek ve ilk detay jeolojik çalışma Nebert(1960) tarafından yapılmıştır. Nebert (1960), bu çalışmasında bölgenin 1/10.000 ölçekli jeoloji haritalamasını yapmış olup, büyük seri ayırt etmiştir. Bunlar: a) Temel kayaçlar, b) Tunçbilek serisi, c) Domaniç serisi olarak adlandırılmıştır.

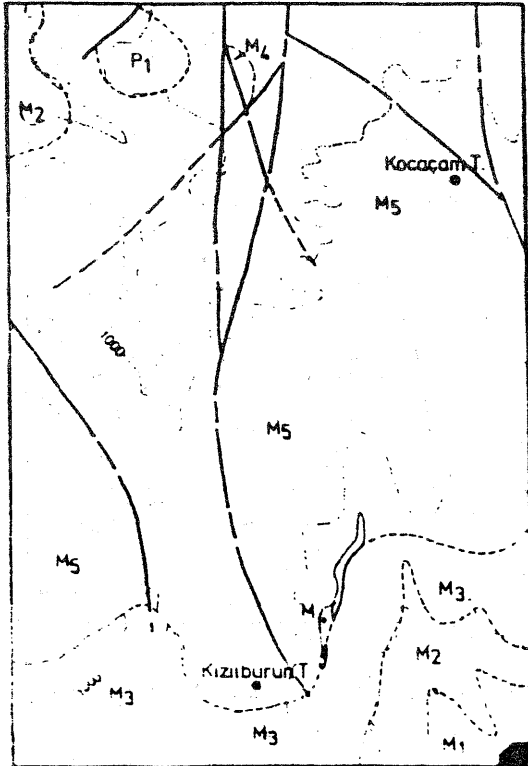
İnceleme alanında yer alan Tunçbilek serisinde, sekiz değişik litolojik birim belirlenmiştir. Ancak bunlardan sadece üst marn serisi olarak adlandırılan ve kalınlığı 200-300 m olarak belirtilen birim çalışma alanı içinde bulunmakta olup inceleme için söz konusudur (Şekil 1 ve 2).

* Ripерlenme (gevşetirme-kazılma) anlamında kullanılmıştır.



Şekil 1. Çalışma alanının Türkiye ve Tavşanlı ilçesi içindeki yeri

BEYCE KÖYÜ KUZEYBATI YORESİNİN JEOLJİ HARITASI



- | | | |
|----------------|--------------------|------------------|
| P ₁ | Konglomera-kumtaşı | DOMANIÇ SERİSİ |
| M ₅ | Üst Marn Serisi | |
| M ₄ | Ana Linyit Damarı | TUNÇBILEK SERİSİ |
| M ₃ | Alt Marn Serisi | |
| M ₂ | Kıllı şeyl serisi | |
| M ₁ | Taban Serisi | |
- Formasyon sınırı
 / 10 Tabaka doğrultu ve eğimi
 --- Fay
 --- Eşyükseklik eğrisi.

ÖLÇEK: 1/10000

0 100 200 m.

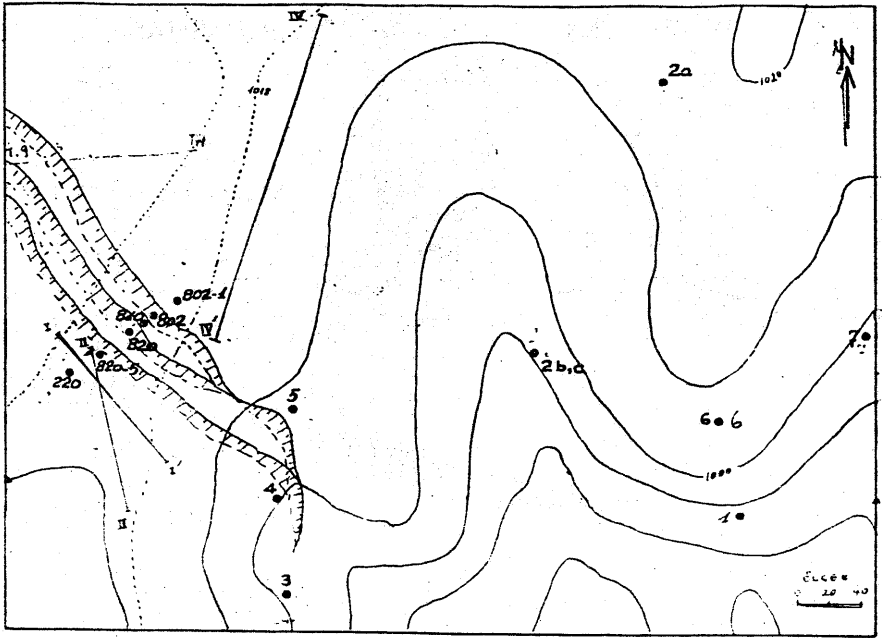
Şekil 2. Beyce kuzeybatı yöresinin jeolojisi

2. SAHA ÇALIŞMALARI

İnceleme alanındaki saha çalışmaları, kayaçların ripirlenebilirlikle ilgili jeo-mühendislik özelliklerin ve verilerinin saptanmasına yönelik yürütülmüştür.

Saha çalışmalarının ilk aşamasında inceleme alanı içinde yer alan litolojik birimlerin saptanması ve bunlara ait saha gözlemlerinin yapılarak laboratuvar incelemeleri için gereken, kayaç örneklerinin alınması ile gerçekleştirilmiştir.

İkinci aşamada ise, sismik profil(kesit) yerlerinin saptanması; ve daha sonra sismik profil atışları gerçekleştirilerek, kayaçların sismik dalga hızlarının tayini için gerekli sismogram kayıtları yapılmıştır.



Şekil 3. Örneklem ve Sismik Kesit Haritası (ocak 1982 durumuna göre) Örnek Yerleri Sismik kesit, Açık Ocak İşletme Yeri

İnceleme alanı içindeki litolojik birimlerin büyük bir kısmı örtülü olup, örnekler ve çatlakların konumları ile ilgili ölçümler, açık ocak işletme basamaklarının patlayıcı madde kullanılmayan kısımlarından Şekil 3'de gösterilen yerlerden alınmıştır.

2.1. Litolojik Birimler

Çalışma alanı içindeki inceleme sözkonusu tüm kayalar Nebert (1960) tarafından tek bir litolojik birim olarak kabul edilmiş ve "üst marn" olarak tanımlanmış olup; daha sonraki değişik konularda çalışan araştırmacıların hepsi de aynı tanımı kullanmışlardır. (Çam ve Bölükbaşı 1981).

Bu çalışmada ise söz konusu birim, (üst marn) içerisinde tabakalanma, yapısal süreksizlik, renk, sertlik, bozunma, masiflik durumlarına göre makroskopik olarak dört zon ayırt edilmiştir.

Bu zonlarda bulunan litolojik birimler ise kiltası, silttaş, marn, killi kireçtaş, şeyl, siltli kiltası, tuf olarak belirlendi. Bu zonların detay jeolojik ve makroskopik petrografik tanımı KULAKSIZ (1982), ve Ek.1 Tablo 1'de verilmiştir.

2.2. Tektonik

Çalışma alanında etkin tektonik hareketler kuzeydoğu ve kuzeybatı doğrultusunda gelişmiştir. Bu etkin kuvvetler neticesinde, inceleme alanı kayalarında göze çarpan önemli yapısal özellikler, faylanma ve eklem sistemleridir.

2.2.1. Faylar

Bölgedeki bu etkin kuvvetler çoğunlukla normal ve basamak tipli faylanmalar meydana getirmişlerdir. Bu tip faylanmalar en iyi şekilde Ömerler ve Beye panolarında görülmektedirler, bu tip faylanmalarda fay atımlar 10-200 cm arasında değişmektedir.

Fay düzlemlerinin eğim açısı 35° - 80° derece arasında bulunmaktadır. Sık sık rastlanan bu tip faylanmalara bölgenin her tarafında rastlanılmakta olup, açık ocak maden işletmesinde, duraysızlık

nedenlerinden biri olarak çalışma sahasında şev duraylılık sorunlarını meydana getirmektedir.

2.2.2. Eklemeler

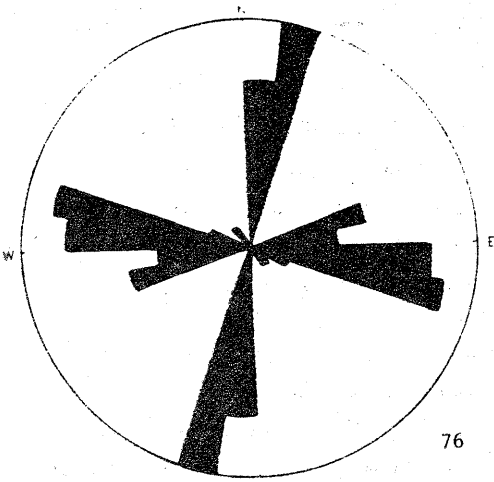
Kırık ve eklem sistemlerinin analizi ve bunların temel yapı ve projeleri, mineralleşme yer üstü ve yer altı madenciliğinde önemi dolayısıyla birçok araştırmacılar tarafından çalışılmıştır. (Sitringham 1960, Wilson 1960, Badgley 1964, Pilger, Billings 1972, Erguvanlı 1973, Adler ve Fenchel 1965). Özellikle açık ocak madenciliğinde şev duraylılığı çalışmalarında temel unsur elemanlarından biri olarak ortaya çıkan eklem sistemlerinin, çalışılması önemini bir kat daha artırmıştır. Bu konudaki çalışmalar çeşitli yayınlarda geniş olarak verilmektedir.

Eklem sistemlerinin çalışılmasında, saha verilerinin toplanması, çatlak yoğunluğu, dağılımları ve tek bir tabakaya ait olması, uzunlukları önemli faktörlerdir. Kazı işlemlerinde zayıf ve kesik düzlemlerin çalışılması, kazınabilirliğe etken olan faktörlerden birinin çözülmesini ortaya çıkarmaktadır.

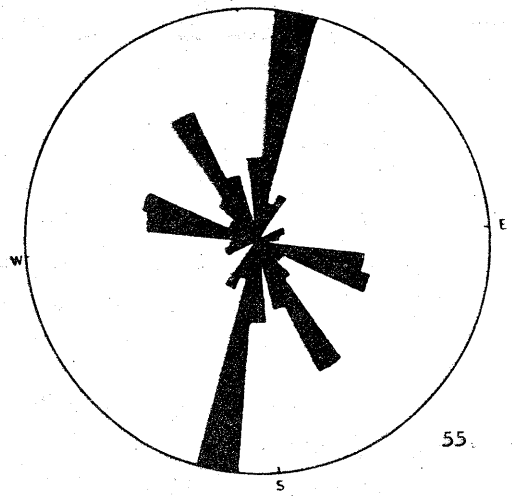
Saha çalışmalarında eklem düzlemleri Brunton jeolog pusulası ile doğrultu ve eğimleri ölçülmüştür. Bu ölçümler yapılırken, fay ve kıvrım eksenlerinin yakın civarında bulunup, bulunmadığı kontrol edilerek, çatlak sistemlerinin bunlara bağlı olarak gelişip, gelişmediği gözlenmeye çalışılmıştır.

Çalışma sahasında yedi değişik ölçüm noktasından eklem doğrultu ve eğimleri ölçülmüş olup, bunlara ait, dağılım ve lokasyon yerleri Şekil 4'de verilmiştir. Ölçümler ile elde edilen verilerin, kutupsal ağ kullanılarak doğrultularına göre, eklem diyagramları (gül diyagramları) çizilmiştir. Bu çizimlere ait gül diyagramları Şekil 4'de sunulmuştur.

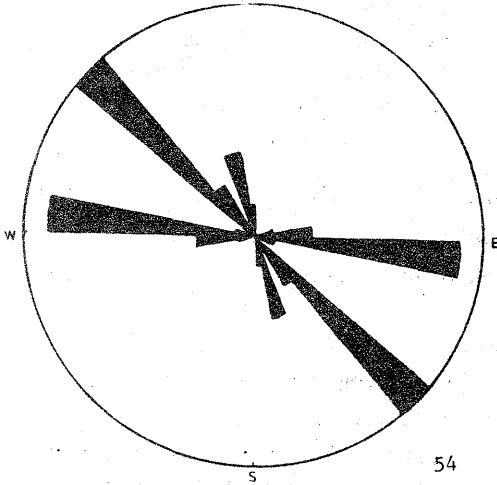
İnceleme alanında, değişik litolojilerin bulunması ve kayacın oluşturan materyalin farklı olması ve değişik yönlü etkin kuvvetlerin bulunmasına bağlı olarak, bu diyagramlarda da farklılık gözlenmektedir.



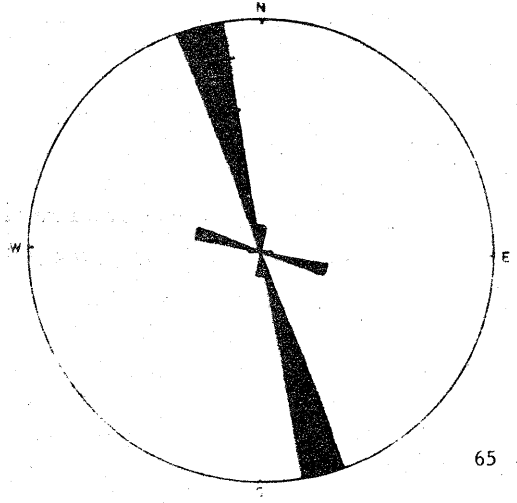
- 1 -



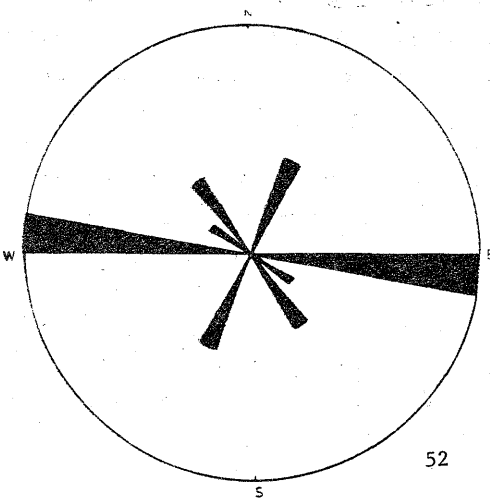
- 2 -



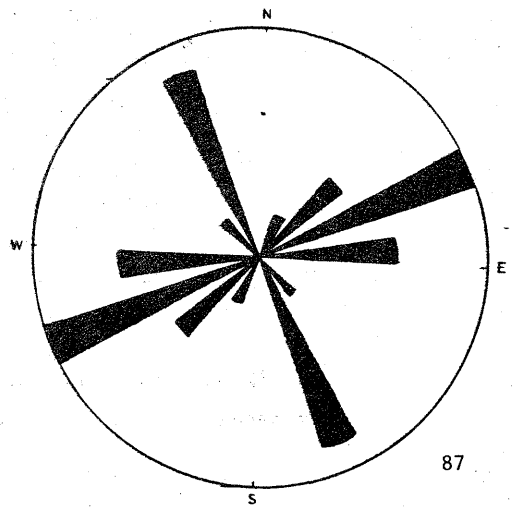
- 3 -



- 4 -



- 5 -



- 6 -

Şekil 4. Bölge Kayaçlarının Gül Diyagramları. Lokalite 1, 2, 3, 4, 5, 6,

Şekil 4, lokalite 1'de gül diyagramında da görüldüğü gibi, bu zondaki kayalarındaki çatlak sistemlerinin doğrultuları kuzeydoğu ($K20^{\circ}D$) ve kuzeybatı ($K80^{\circ}B$) doğrultusunda egemen olduğu belirlenmiştir. Aynı zonda yer alan killi kireçtaşlarında ise kuzeydoğu doğrultusundaki eklem sistemleri egemen bulunmaktadır (Şekil 4, lokalite 2).

İkinci zon kayalarında, ölçüm yapılan kısımlardaki eklem diyagram Şekil 4, lokalite 3'te verilmiştir. Gül diyagramında eklem yoğunlukları kuzeybatı ve doğu-batı doğrultusunda hakim olarak gelişmiştir. Bu zonun, ardalanmalı serisi içinde yer alan tuf bandlarındaki eklemelere ait diyagram Şekil 4, lokalite 4'de sunulmuştur. Burada hakim eklem doğrultusu kuzey-batı doğrultusunda gelişmiştir.

Killi kireçtaşlarında ise egemen eklemeler doğu-batı doğrultuludur (Şekil 4, lokalite 5).

Dördüncü zonu ardalanmalı serilerinin bazı tabakalarındaki ölçümlerinden çizilen güç diyagramlarında ise kuzeybatı-güneydoğu ve kuzeydoğu-güneybatı doğrultuları hakim eklem sistemleri olarak belirlenmiştir (Şekil 4, lokalite 6).

İnceleme alanında eklem sistemlerinin doğrultuları birçok alanda faylanmalarla da uyumluluk göstermektedir.

Çalışma alanındaki kayalarındaki eklem sistemleri bazen kayac bileşimine ve değişik litolojilere bağlı olarak tabakadan tabakaya değişmektedir. Mezoskopik olarak da killi kireçtaşları ile hemen altında yer alan siltli kiltaşındaki çatlak sistemleri arasındaki farklılık belirgin olarak gözlenmektedir.

Saha çalışmalarının, değerlendirme sonuçlarına göre, birinci zonu bütün seviyeleri ripetlenme koşullarına yardımcı olacak nitelikte olup, iki yönden de (kuzeybatı, kuzeydoğu) ripertme olanağı sağlamaktadır.

İkinci zonu ardalanmalı serisinde ise, süreksizlik yaratan tuf bandları ile, killi kireçtaşı ve marn tabakaları ripertme için,

eklem sistemleri yönünde ripperlenmeye olanak sağlamaktadır. Bu zondaki çok az veya zayıf eklem sistemine sahip silttaşları ve kilttaşları sorunlar yaratmaktadır.

Üçüncü zonda ise, ancak süreksizlik (tabakalanma, yer yer faylanmalar) ripperlenmeye yardımcıdır.

Dördüncü zon kısmen eklem sistemleri bakımından birinci zona benzemekle beraber, kalın tabakalar sorunlar ortaya koymaktadır.

2.3. İnceleme Alanı Sismik Profil Atışları ve Sismik Kayıtlar

Kayacın mühendislik özellikleri ve sismik hızlarının saptanması için sismik kırılma yönteminde sığ yüzeyde profil (kesit) atışlarının yapılması gereklidir. Bunun için de önemli kriterler, problemin hassaslığına göre jeofonlar arasındaki mesafelerin mümkün olduğu kadar kısa tutulmasıdır. Bu çalışmada jeofon aralıkları dokuz metre olarak alınmıştır. İkinci kriter ise, sismik hızının ölçülmesi istenilen tabaka veya tabaka serilerinin derinliğinin yaklaşık üç katı bir mesafe içinde jeofonların yerleştirilmesidir. Bu incelemede yukarıda belirtilen kriterlere uyulmuştur.

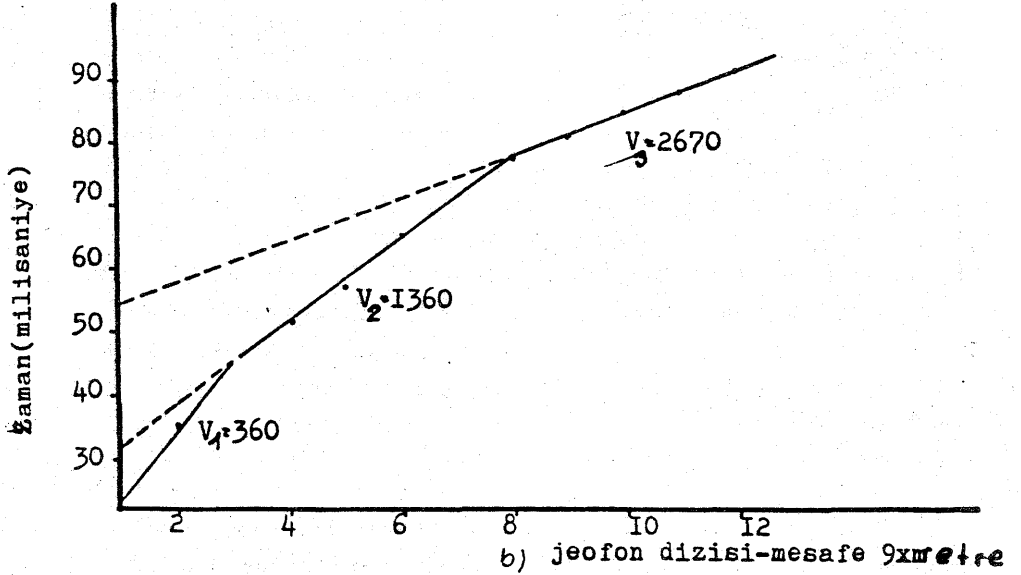
Çalışma alanında tabaka, atış noktası ile jeofonlar aynı seviyede tutulmuş olup veya atış noktası ile jeofonları aynı düzeye indirgemek için rekorlardan okunan seyahat zamanlarında gerekli düzeltmeler uygulanmıştır.

İnceleme sırasında altı adet sismik profil (kesit) yapımı, Deprem Araştırma Enstitüsünün alet ve yardımcıları ile gerçekleştirilmiş olup, bu profil yerleri Şekil 3'de verilmiştir. Bunlardan dört tanesi değerlendirme için uygun bulunmuştur. Sismik kayıt işlemleri, 12 kanallı ABEM sismik refraksiyon sismogramı kullanılarak, kayaçların boyuna sismik dalga hızları (P-dalgası) saptanmıştır.

Yapılan sismik profillere ait kayıtlar (rekor), ve bunlardan yararlanılarak yapılan zaman-mesafe grafiklerinden bir tanesi örnek olarak Şekil 5'te verilmiştir. Zaman-mesafe grafiklerinden elde edilen veriler ile hesaplanan P-dalgası hızları toplu olarak Tablo 2'de görülmektedir.



a)



Şekil 5. K45B Doğrultusunda 1 no'lu Sismik Kesite Ait a) Sismik Kayıt (rekor) b) Zaman-mesafe Grafiği.

Tablo 2. Çalışma Alanı İçindeki Kayaçların Ölçümler Sonu Hesaplanan Sismik P-Dalgası Hızlarının Toplu Sonuçları.

Sismik Kesit No.	Hesaplanan Sismik P-Dalgasının Hızları (m/sn)			
1	860	1360	2670	-
2	336	1830	3200	-
3	402	2051	3135	-
4	900	1250	2220	3330

Buradan da görüldüğü gibi, çalışma alanında tek tip olarak tanımlanan marnların homojen bir yapıya sahip tek bir litoloji, bu çalışmada makroskopik gözlenen farklı nitelikte tabaka serilerinin olduğunu, sismik ölçümlerde, belirgin şekilde ortaya koymaktadır.

İnceleme bölgesinin sismik hızlara göre değerlendirilmesi; en yüksek hızlar alındığında, Caterpillar ripperleme abağına göre, D-9 dozeri kullanıldığında ripperlenebilir üst limit sınırında yer almaktadır (Ek.3) (Cummins ve Given, 1973).

3. İNCELEME ALANI KAYAÇLARIN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

Laboratuvarlarda yapılan petrografik çalışma sonuçları toplu olarak Tablo 1'de (Ek.1) verilmiştir. Birçok mühendislik işlerinde olduğu gibi ripperleme işleminde de ortam kayacın yapısal, fiziksel ve mekanik özelliklerinin bilinmesi gereklidir. Çünkü kazınabilirliğin tesbiti için kazınabilirliğe etki eden yapısal özellikler, yoğunluk, çimentolama nevi, ayrışma, gözeneklilik, sıkışma dayanımı ve sismik hız gibi mühendislik özelliklerinin bilinmesi lazımdır. Bunun için de yukarıdaki sıralanan mühendislik özelliklerinin bir kısmı laboratuvarlarda yapılmıştır.

Birim hacim ağırlığı, görünür özgül ağırlık, gözeneklilik, ağırlıkça su emme, tek eksenli sıkışma dayanımı, çekilme dayanımı, laboratuvar da sismik S ve P dalga hızlarının ölçümü, elastisite modülü ve poisson oranı değerleri saptanmış, Ek-2 Tablo 3'te topluca verilmiştir. Bunlar için yapılan deneylerde I.S.R.M. (1972), TS 2028 A.S.T.M. 1976, ANSI/ASTM D-2845 önerilen standartlara uygun olarak yapılmıştır.

Bunlara ait çeşitli çizilen grafikler KULAKSIZ (1982)'de verilmiştir.

Burada ortam kayacın sismik hızının, dayanımının, karbonat miktarının artması ile yoğunluk ve su içeriğinin ve gözenekliliğinin azalması ile ripirlenebilirliğin azaldığı görülmektedir.

Tüm bunlara ilaveten ana etkenlerden birisi de kayacın R.Q.D.'nin artması ile ripirlenebilirlik azalmaktadır.

Çalışma alanından alınan örneklerin inceleme sonuçlarına göre tek eksenli sıkışma dayanımı ve elastisite modülü değerleri Deere ve Miller (1966) birleşik mühendislik sınıflaması abağı üzerindeki dağılımlar Şekil 6'da verilmiştir.

4. SONUÇ

Saha ve laboratuvar çalışmalarından olanaklar dahilinde elde edilen tüm verilerin, jeoloji, jeofizik, mühendislik yönünden değerlendirilmeleri sonucu genel sonuçlar aşağıda verilmiştir.

- a) Makroskopik gözlemler sonucu çalışma alanında dört zon ayırt edilmiştir. Bu zonlarda yer alan ardalanmalı kayaçlar önceki çalışmacıların tanımladıkları gibi sadece marnlardan oluşmadığı gözlenmiştir.
- b) Çalışma alanı içinde yer alan kayaçların seyl, silttaş, killi kireçtaş, karbonatlı kiltaş, marn, tüflerden oluştuğu; ardalanmalı ve birbirlerine geçişler gösterdiği saptanmıştır. Tabaka kalınlıkları 3-150 cm arasında değişmektedir.
- c) Geçişli ve ardalanmalı bu kayaçlarda bileşenlerine ve kayaç cinslerine göre eklem sistemleri farklılıklar göstermektedir. Eklem sistemlerinin doğrultuları genelde kuzeydoğu ve kuzeybatı yönünde gelişmiştir. Yapılacak olan ripirleme yönlerinin bu eklem sistemleri doğrultularına göre yapılması uygundur.
- d) Kayaçlarda P-dalgası sismik hızlarının ölçümler sonucu, kazınabilirlik saptanmasında; sismik hızlara göre hazırlanmış abaklara konulduğunda ripirlenemez sınıflarına yakın değerler aldığı görülmektedir. Buna rağmen bölgede ripirleme yapıla-

bilmesi kayaçlarda eklem sistemlerinin varlığı, nem içeriği ve ince bandlar şeklinde bulunan farklı kayaçların bulunmasına bağlı olduğu gözlenmiştir.

- e) Sismik hız ölçümler sonucu makroskopik ve mikroskopik olarak saptanan farklı litolojik birimlerin varlığı sismik hız ile de desteklenmektedir.
- f) jeo-mühendislik çalışmalar sonucu ortalama görünür gözeneklilik 13.59 % görünür özgül ağırlık 2,29 gr/cm³ ve ortalama ağırlıkça su emme değeri ise 6,41 % dir.
- g) Kayaçların ortalama tek eksenli sıkışma dayanımı; killi kireçtaşı 842 kg/cm², marn 353 kg/cm² şeyl silttaşı 592 kg/cm² siltli kiltası-karbonatlı kiltası, kiltasındaki ise 310 kg/cm².
- h) Ortalama çekilme dayanımları ise killi kireçtaşı 70,6 kg/cm² marnların 48,8 kg/cm² killi siltli kiltası, kiltası 51 kg/cm² şeylin ise 62 kg/cm² dir.
- i) Birleştirilmiş kayaç sınıflamasında (Deere ve Müller, 1966) çalışma alanı kayaçlar, değişik modül oranı ve değişik dayanım gruplarında dağılım göstermektedir.
- j) İnceleme alanında bir metre küp malzemenin patlayıcılarla gevşetilmesi durumunda 24,30 TL/m³ harcama yapılmaktadır. Halbuki aynı işin ripperli dozerle yapıldığında (riperleme koşulları geçerli durumda) 11,06 TL/m³ mal olmaktadır. Ripperli dozerin küreleme işinde çalıştığı ve zamanın yarısını buna harcadığı kabul edildiğinde bile patlatma ile gevşetmeden 8,10 TL/m³ daha ucuza mal olmaktadır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmaya, saha ve laboratuvar olanaklarını esirgemedi sunan H.Ü. Maden ve Jeoloji Müh.Bölümü, O.D.T.Ü. Maden Müh.Bölümü, Deprem Araştırma Enstitüsü, G.L.İ. Tunçbilek İşletme Müdürlüğü'ne teşekkür etmeyi borç bilirim.

KAYNAKLAR

ADLER, R. FENCHEL, W. und PILGER, A., 1965, Statistische Methoden in der Tektonik, Verlag Ellen Filger, Clausthal, Germany 97 p.

A.S.T.M., 1976, Standard Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. American International Standard ENSİ/ASTM D2845-69, pp.405-412.

BADGLEY, P.C., 1964, Structural and Tectonic Principles 1965 Harper and Row Publishers New York, 521 p.

BILLINGS, M., 1964, Structural Geology, Prentice Hall Inc, U.S.A. 411 p.

BÖLÜKBAŞI, N. ve ÇAM., H., 1981, G.L.İ. Tunçbilek Madeninde Galeri Açma Makinası ile Kayaç Örneklerinin Karşılaştırılması, 7. Kongre-Madencilik.

DEERE ve MILLER. R.P., 1966, Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock, Tech Rept. No.AFWL-TR-65-116, Kirland Air Force Base, New Mexico 308p.

ERGUVANLI, K., 1973, Mühendislik Jeolojisi, İ.T.Ü. Kütüphanesi, 552 s.

I.S.R.M., 1972, Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength of Rock Materials and the Point Load Strength Index, Committe on Laboratory Test, Do evment Wo: I, 12p.

KULAKSIZ, S., 1982, Tunçbilek Linyit İşletmesi "Beye" Sahasında Riperlenme Koşullarının İncelenmesi, H.Ü.Müh.Fakültesi, 92 s.

MOORHOUSE, M., 1968, Study of Rocks Hemphill Com. Texas. 300p.

NEBERT. K., 1960, Tunçbilek Havzasının Kömür Etüdü, M.T.A. Rap., Basılmamış.

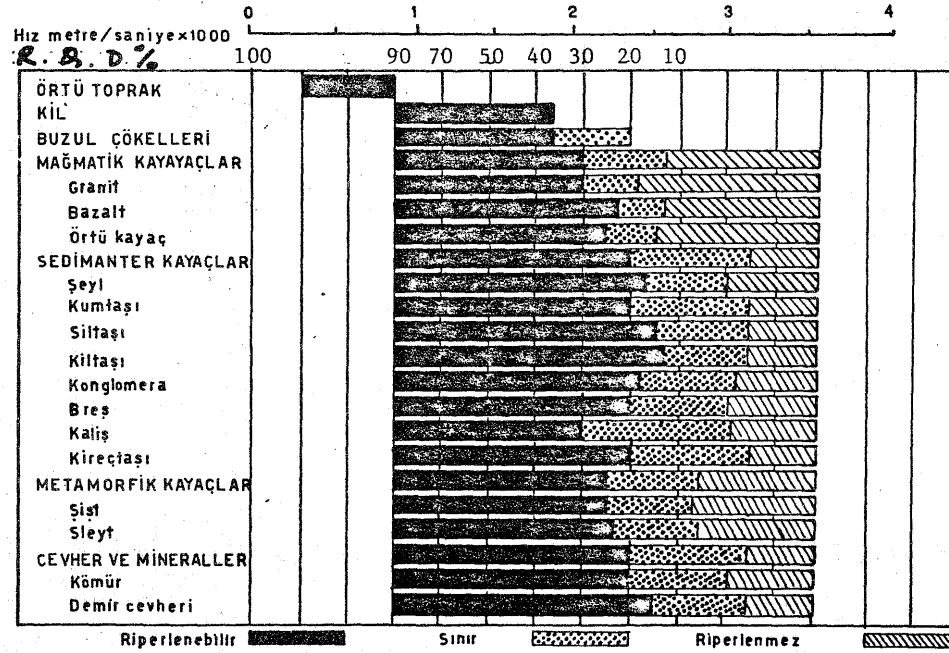
CUMMINS and GIVEN., 1973, SME Mining Engineer's Handbook, I-II AIME, New York.

Tablo 1. Kayaç Örneklerinin İnceleme Sonuçları Tanımlamaları.

Örnek No.	MAKROSKOPİK TANIMLAMA			MINERALOJİK BİLEŞİM			TANE BOYU	TANIMLAMA	
	Bozunma	Süreksizlik	Yapısal Özellikler	Ana Bileşen	%	Tali Bileşen		Kayaç adı	Petrografik Sınıflama
1a	Çok	Çatlaklı	Orta Kalın Tabakalı	Karbonat Kil Kuars	88 10 1 1	-	10-100	Killi Kireçtaşı	Litoklastlı Mikrit
1b	Orta	Çatlaklı	Kalın Tabakalı	Kil Karbonat Opak Min.	65 33 2	Serisit Kuvars	10-60	Marn	Mikrit
2a	Düşük	Az Çatlaklı	30.50cm Tabaka Kalınlıklı	Karbonat Kil	79 21	Opak Min. Kuvars	5-30	Killi Kireçtaşı	Serisit-İslenmiş Mikrit
2b	Düşük	Az Çatlaklı	Tabakalı	Kil Karbonat	71 29	Kuvars	5-15	Kiltəsi	Karbonatlı Kiltəsi
2c	Düşük	Az Çatlaklı	Tabakalı			-	5-20	Marn	Killi Marn
3a	Çok Düşük	Çatlaklı	Tabakalı	Karbonat Kil	40 60	-	5-30	Marn	Kötü yıkanmış litoklastlı serisit
3b	Düşük	Çok az Çatlaklı	İnce Tabakalı	Karbonat Kil Kuars	30 67 3	Serisit Opak Min.	5-60	Kiltəsi	Karbonatlı Kiltəsi
3c	"	Çok az Çatlaklı	Tabakalı Lamina	Kil Karbonat Kuars	65 33 3	Serisit Opak Min.	3-30	Kiltəsi	Karbonatlı Kiltəsi
4a	Düşük	Çok az Çatlaklı	Massif	Kil Minerali Karbonat Kuars	69 26 5	Opak Min.		Killi-marn	Litoklastlı Mikrit
4b	Düşük	Yok	Massif	Karbonat Kil	64 36	Opak Min. Serisit Klorit		Killi Marn	Litoklastlı Mikrit
4e	Düşük	Yok	Massif	Kil Karbonat	82 18	Feldispat Serisit Kuars		Kiltəsi	Kiltəsi
4d	Düşük	Yok	Massif	Karbonat Kil	53 47	Kuars Opak		Marn	Kötü yıkanmış litoklastlı mikrit
802-5	Düşük	Yok	Lamina Yönlendirme	Opak Karbonat Kil min. Organik mat.	5 18 70 2	Serisit		Silttaşı	Kötü boylanmış litoklastlı mikrit
805-3	Düşük	Yok	Lamina Yönlendirme	Kuars Karbonat Kil	5 43 57	Opak Kuvars			Litoklastlı mikrit
810-2	Yok	Çok az	Tabaka	Karbonat Kil	32 58	Opak Kuvars		Siltli Kiltəsi	Silttaşı
820-2	Yok	Çok az	Tabaka	Karbonat Kil Opak	34 62 4	Kuars		Karbonatlı Kiltəsi	Kötü yıkanmış litoklastlı Mikrit
810-2	Düşük	Çatlaklı	Tabakalı	Karbonat Kil Opak min.	30 65 5	Kuars		Karbonatlı kiltəsi	Mikrit
2d	Düşük	Çok az Lamina	Tabakalı	Karbonat Kil Kuars	25 60 10	Opak Mineral		Silttaşı	Şeyl
3d	Az	Lamina	Tabakalı	Karbonat Kil Kuars	33 65 2	Serisit Opak mineral		Karbonatlı Silttaşı	Şeyl

Tablo 3. Kayaç Örneklerinin Mühendislik Özelliklerine İlişkin Veriler.

Harita Örnek No.	Lab.Örnek No.	Özgül Ağırlık (G _s)	Görünür Gözeneklilik (n%)	Ağırlıkça Su Emme (W%)	Elastisite Modülü, (E _t) 10 ⁷ kg/cm ²	Poisson Oranı (ν)	Tek eksenli Sıkışma Dayanımı (σ _c kg/cm ²)	Çekilme Dayanımı (σ _t) ₂ kg/cm ²	P Dalgası Hızı V _p m/sn	S-Dalgası Hızı V _s m/sn
1a	1	2.42	12.95	5.28	1.37	0.16	431	32.830	2440	1550
1b	2	1.86	30.69	16.47	0.677	0.116	270	25.915	1890	1245
2a	3	2.64	6.05	2.29	2.65	0.327	1239	99.300	3795	1925
3a	4	2.65	3.25	1.24	3.9	0.254	1288	114.950	4200	2410
4a	5	2.22	10.32	4.11	1.39	0.273	379	79.090	3830	2140
4b	6	2.52	19.94	9.17	1.9	0.391	341	67.140	1227	520
4d	7	2.28	16.46	7.22	0.844	0.310	370	56.050	2315	1560
802-5	8	2.17	15.33	7.06	2.41	0.179	590	99.305	3440	2150
805-3	9	2.37	15.20	8.60	5.31	-0.19	344	23.565	3990	1640
820-2	10	1.96	25.58	12.51	1.95	0.192	233	53.378	3750	2220
820-3	11	2.10	15.61	17.06	0.78	0.321	490	45.780	2560	1835
205	12	2.05	16.20	7.49	1.48	0.221	470	56.105	2730	1650
2c	13	2.44	8.3	3.4	1.7	0.322	340	41.300	2560	1310
2d	14	2.25	19.4	9.4	0.67	0.367	456	52.100	2250	1040
4e	15	2.02	34.6	18.00	0.28	0.258	340	79.080	1840	1050
810-2	16	2.36	10.00	5.9	1.02	0.324	385	49.325	2670	1250
3b	17	2.22	16.3	7.05	0.80	0.330	430	49.000	3250	1925
3d	18	2.26	11.06	5.11	3.0	0.12	617.000	45.00		
	19	2.30	10.00	6.50	1.7	0.16	620.215	69.700		
	20	2.10	16.44	8.19	2.3	0.12	340.320	34.320		
	21	2.07	19.65	9.95	2.1	0.18	284.335	30.820		
	22	2.46	8.00	3.20	1.0	0.29	278.340	56.450		
	23	2.67	3.73	1.42	2.7	0.23	985.650	80.405		
	24	2.20	17.86	8.49	2.2	0.20	340.430	52.200		
	25	2.58	3.09	1.20	1.4	0.17	535.210	72.650		
	26	2.40	5.08	2.52	2.6	0.25	670	48.760		



EK - 3

R.Q.D, Riparlenme - Sismik hız abağı (D.9) Kulaksız 1982'den revize.

KÜRE-AŞIKÖY YERALTI OCAĞI
GALERİLERİ İÇİN TAHKİMAT TASARIMI
Support Design for Galleries
At Aşıköy Underground Mine

A.G. PAŞAMEHMETOĞLU *

C. KARPUZ *

E. ÜNAL *

ÖZET

Bu yazıda, Küre-Aşıköy yeraltı ocağı galerilerinin tahkimat tasarımı için yapılan kaya mekaniği çalışmaları verilmiştir. Galerilerin geçeceği değişik formasyonlar için tahkimat gereksinmesi, birkaç galeri açıklığı için ayrı ayrı bulunmuştur. Tasarımda, mevcut tahkimat tasarımı yaklaşımlarından birkaçı, kıyaslama ve karar vermede yardımcı olma amacı ile kullanılmıştır. Kaya ve cevher birimlerinin kütleli özellikleri mevcut açık işletme ve yapılmakta olan sondajlardan yararlanarak çıkartılmış, laboratuvarı fiziksel ve mekanik özellikleri saptanmıştır. Kaya ve cevher birimlerinin kaya kütlesi sınıflamaları yapılmıştır. Aşıköy ocağına çok yakın olan KBİ Bakibaba Yeraltı Ocağında da aynı çalışmalar yürütülmüştür. Ayrıca, mevcut galerilerin boyutları, kullanılan tahkimat sistemleri ile durumları tesbit edilmiştir. Bakibaba'daki tecrübelerden de yararlanarak sonuçlara varılmış öneriler getirilmiştir.

ABSTRACT

In this paper, rock mechanics investigations carried out for the support design of galleries at Aşıköy Underground Mine are presented. For each formation encountered the support requirements of galleries with different widths are determined. In design, for the sake of comparison and also to help designers in this decision making, various support design criteria available are used. Rock mass

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

properties are obtained from borehole logs and by through field investigations at the existing open pit mine. Mechanical and physical properties of rocks are determined. Rock mass classifications of all the rocks and ore units encountered are made. Same type of investigations are also carried out at the KBİ-Bakibaba Underground Mine which is located a few kilometers away from Aşıköy ore. Besides, the dimensions of existing galleries, support types, and the conditions of support and galleries are determined. By the help of analyses carried out and experiences gained at Bakibaba, conclusions are drawn and suggestions are made.

1. GİRİŞ

ETİBANK Küre Bakır Madeni ve Konsantratör Tesisi projesi kapsamında yer alan Aşıköy yeraltı işletmesinin projelendirilmesine esas olarak kaya mekaniği çalışmaları yapılmıştır. Bu çalışmaların amacı, seçilecek üretim yönteminin seçimine ışık tutabilecek ve yeraltında açılacak değişik amaçlı galeri ve açıklıkların stabilitelerine, boyunlandırılmalarına ve tahkimat sistemlerinin dizaynına esas teşkil edebilecek parametrelerin tesbit edilmesi ve galerilerin tahkimat dizaynının yapılmasıdır.

İşletme yönteminin seçiminden, ayrıntılı işletme dizaynından ve fizibilite etüdlerinden önce yapılacak ve bu çeşit ayrıntılı kaya mekaniği çalışmaları; işletmeci ve planlamacıya gerek açılacak galerilerin stabilitesi, boyutları ve tahkimat sistemleri ve gerekse hangi işletme yöntemi veya yöntemlerinin söz konusu cevherde kullanılmasının daha uygun olabileceği konusunda fikir vermesi ve yardımcı olması açısından çok önemlidir. Önceden ellerinde bu ayrıntılı bilgiler olan karar verici ve işletmeci, maden işletme seçiminde ve dizaynında daha gerçekçi kararlar alabilecek ve fizibilite etüdlerini daha sıhhatli yapabileceklerdir. Madencilikte ilk yatırımların çok yüksek ve risk oranının yüksek olması nedeni ile bu konunun önemi daha da artmaktadır.

Bu yazıda, ODTÜ tarafından Aşıköy yeraltı ocağı için sürdürülmüş olan kaya mekaniği çalışmaları ile sadece yeraltında açılacak değişik amaçlı galerilerin tahkimat tasarımına dönük çalışmalar sunulacaktır.

2. KÜRE-AŞIKÖY BAKIR MADENİ - GENEL BİLGİ

ETİBANK Küre-Aşıköy Madeni ve Konsantratör Tesisi Projesi kapsamında yer alan konsantratör tesisleri yılda 1.116.000 ton cevheri işleyebilecek kapasitede yapılmaktadır. Bu tesise yılda gerekli cevherin 800.000 tonu Aşıköy açık işletmesinden, 216.000 tonu Aşıköy yeraltı işletmesinden ve geri kalan 100.000 tonu ise Aşıköy madenine çok yakın olan Karadeniz Bakırları İşletmesi (KBİ) Bakibaba Yeraltı Ocağı'ndan karşılanması planlanmıştır.

Aşıkköy bakır cevheri yaklaşık 55° Kuzeydoğu yatımlı olup, cevherin üst kısımları (+936 kotuna kadar) açık işletme, daha derinlerde kalan kısımları ise (+800 kotuna kadar) yeraltı madenciligi ile alınacaktır. Genellikle, cevherin tavan taşını arjillit, taban taşını ise spilit kaya birimi oluşturmaktadır.

3. KAYA MEKANİĞİ ÇALIŞMALARI

Yapılan kaya mekanik çalışmaları şöyle gruplamak mümkündür:

- i) Kaya ve cevher birimlerinin mevcut açık işletme ve yapılmakta olan rezerv amaçlı sondajlardan yararlanarak tanımlanması; bu birimlerin kütleli özelliklerinin ayrıntılı arazi çalışmaları ile saptanması.
- ii) Kaya ve cevher birimlerinin, numune temin edilebilenlerin, laboratuvarı fiziksel ve mekanik özelliklerinin tayin edilmesi.
- iii) Yukarıdaki bilgiler kullanılarak kaya ve cevher birimlerinin kütleli sınıflamalarının yapılması.
- iv) Aşıkköy ocağına çok yakın olan KBİ-Bakıbabı Yeraltı İşletmesi'ndeki deneyimlerden de faydalanmak, gerektiğinde geriye dönük analizler yapabilmek için, aynı çalışmaların bu yeraltı işletmesinde sürdürülmesi; mevcut değişik amaçlı galerilerin ve açıklıkların boyutlarının, tahkimatlı olup olmadıklarının, kullanılan tahkimat sistemleri ile durumlarının tesbit edilmesi.
- v) Arazi gerilmelerinin ölçümlerle saptanması, aşırı gerilmelerin olup olmadığının kontrol edilmesi.

Yukarıda belirtilen çalışmaların ışığında, Aşıkköy işletmesi civarında mevcut kaya birimleri spilit (masif, az derecede ayrılmış, orta derecede ayrılmış, bresleşmiş), arjillit (ince laminalı, kalın arabantlı), grovak (kalın tabakalı, ince arjillit arabantlı), dasit ve cevher birimleri de masif bakırlı pirit, masif pirit ve emprenye cevher olmak üzere sınıflandırılmışlardır. Bu birimlerdeki süreksizlik takımları ve özellikleri ayrı ayrı tesbit edilmiştir. Bir örnek Tablo 1'de verilmiştir ve mekanik özellikleri Tablo 2'de, kaya kütlesi sınıflandırılmaları ise Tablo 3'te özetlenmiştir.

Tablo 1 : Küre-Aşıköy, Piritli-Bakır Açık İşletmesi, "Kalın Ara-Bantlı Arjillit" için Süreksizlik Takımları ve Genel Özellikleri

Süreksizlik No	Tipi	Eğim Yönü (derece)	Eğim (derece)	Süreklilik Etkenlik	Yüzey Pürüzlülüğü	Dolgu Malzemesi	Diğer özellikler (Ayrışma, alterasyon, su durumu)	Süreksizlik aralığı (mm)
1	Tabakalanma (laminasyon)	030 ± 16	42(30-55)	En etken takım (> 3 m)	Düzlemsel, pürüzsüz, genellikle cilalı	1-2 mm açıklık, kalsit ve silt dolgulu	Tabakalanma düzlemlerinde çok az ayrışma	200 mm (Ortalama) Yaklaşık 50 mm kalınlığındaki ince laminalı arjillit ara-katlarında ortalama 2 mm
2	Eklem	292 ± 16 ve 293 ± 4	51(41-64) 83(76-90)	Etken (< 1 m)	Düzlemsel, pürüzsüz	1-2 mm açıklık, kalsit ve silt-dolgulu	Eklem düzlemlerinde çok az ayrışma	400 mm (Ortalama)
3	Eklem	152 ± 20 ve 127 ± 4	39(22-51) 84(86-90)	Etken (< 1 m)	Düzlemsel, pürüzsüz, yer yer cilalı	1 mm açıklık, kalsit dolgulu	Eklem düzlemlerinde çok az ayrışma	250 mm (Ortalama)

Tablo 2 : Aşıköy Açık İşletmesinde Kaya Birimlerinin Jeomekanik Sınıflandırılması.

Kayaç		Bieniawski (1979) (RMR [*])	Barton (1974) (Q)
Spilit	Masif	70	3,0 - 7,5
	Az derecede ayrılmış	55	2,75- 3,6
	Orta derecede ayrılmış	47	1,45
	Breşleşmiş	55	0,15- 2,96
Arjillit	İnce laminalı	55	0,201-2,97
	Kalın ara-bantlı	55	0,238-1,98
Grovak	Kalın tabakalı	55	1,56- 3,88
	İnce arjillit ara-bantlı	57	1,17- 3,88
Cevher	Masif pirit	53	1,25- 6,25
	Masif bakırlı pirit	72	2,25-12,82
	Emprenye (az piritli, çok piritli)	64	3,11- 7,77
Dasit		66	1,48- 5,92

RMR^{*} Süreksizlik yönü gözönüne alınmadan

Tablo 3 : Fiziksel ve Mekanik Özellik Deneyleri Sonuçları (Aşıköy)

Kayaç		Tek Eksenli Basma Dayanımı, C_o (Kg/cm ²)	Elastisite Modülü, E Kg/cm ² x10 ⁵	Poisson Oranı	Üç Eksenli Basma Dayanım Deneyi		Yoğunluk gr/cm ³
					Kohezyon C Kg/cm ²	İçsel Sürtünme Açısı, ϕ derece	
SPİLLİT	Masif	1808 (2289-1422)	10,77	0,350	425	41	2,91
	Breşleşmiş	1177 (661-1618)	7,70	0,326	290	40	2,71
	Orta Derecede ayrışmış	362 (522-242)	2,2	0,296	165	29	2,68
ARJİLLİT	İnce laminalı	592*	--	--	--	--	2,70
CEVHER	Masif bakırlı pirit	2027	6,65	0,128	340	44	4,12
	Masif pirit	723 (461-986)	5,00	0,214	160	41	3,99
	Emprenye	905-1402	6,72-8,00	0,238-0,269	230-280	37-42	3,34-3,65
DASİT		1120 (807-1580)	4,14	0,223	--	--	2,69
GROVAK	Kalın Tabakalı	868 (748-1008)	2,78	0,245	345	43	2,66
	İnce Arjillit ara-bantlı	847	3,10	0,343	--	--	--

* Nokta yükleme deneyinden elde edilmiştir.

KBİ'nin Bakibaba Yeraltı İşletmesi'nde daha önce açılmış galeriler ile halihazırda çalışılmakta olan üretim panolarında da, yukarıda da belirtildiği gibi, aynı ölçüm ve gözlemler tekrarlanmış; ayrıca galeri ve pano açıklıkları, tahkimat durumları, tahkimatlı yada tahkimatsız durma zamanları ayrıntılı olarak kaydedilmiştir. Bakibaba Yeraltı İşletmesinde; spilit (az derecede ayrıışmış, breşleşmiş), arjillit (kalın ara-bantlı) ve cevher (masif pirit, masif bakırlı pirit, emprenye) birimlerine rastlanılmış ve bu formasyonlardan ölçüm alınmıştır. Bu birimlere ait sınıflama değerleri Tablo 4'de verilmiştir.

Tablo 4: Bakibaba Yeraltı İşletmesinde Kaya Birimlerinin Jeomekanik Sınıflandırılması

Kayaç		Bieniawski (1979) (RMR)		Barton (1974)
		RMR [★]	RMR	
Spilit	Az derecede ayrıışmış	67	55	0,61-3,19
	Breşleşmiş	56	47	0,46-3,63
Arjillit	Kalın ara-bantlı	58	46	0,48-1,98
Cevher	Masif Pirit	65	53	1,35-9,62
	Masif Bakırlı Pirit	71	59	3,60-17,11
	Emprenye	64	52	3,11-7,77

3.1. Arazi Gerilmelerinin Ölçülmesi

Dizaynda gerekli önlemleri önceden almak için aşırı arazi gerilmelerinin olup olmadığını tesbit etmek de amaçlanmıştır. Arazi gerilmelerinin ölçümü için yassı verenler kullanılmıştır. Ölçümler, Aşıköy cevherine yeraltında herhangi bir galeri ile ulaşmak mümkün olmadığı ve elde açılacak sondaj kuyusunda deney yapabilecek aygıt olmadığı için, Bakibaba yeraltı ocağında yapılmıştır. Ölçümler sonucu düşey arazi gerilmesi 48 kgf/cm^2 , yatay arazi gerilmesi 24 kgf/cm^2 bulunmuştur.

Ölçümlerin yüzeyden 162 m derinlikte yapıldığı göz önüne alındığında; Ortalama örtü tabakası birim hacim ağırlığı $2,8 \text{ gr/cm}^3$ ve Poisson oranı 0,27 alındığında, teorik düşey gerilme $45,4 \text{ kgf/cm}^2$ ve yatay gerilme ise 17 kgf/cm^2 olur.

Ölçümlerle bulunan düşey ve yatay arazi gerilmeleri değerleri teorik değerlerle karşılaştırıldığında arazide aşırı gerilmelerin beklenmeyeceği ortaya çıkmıştır. Ancak, yine de bu ölçümlerin Bakibaba' da yapıldığı hiçbir zaman gözönünden uzak tutulmamalıdır.

4. GALERİLERDE TAHKİMAT SEÇİMİ İLE İLGİLİ ANALİZLER

Galerilerde kullanılacak tahkimat düzenlerini saptamak amacı ile değişik yöntemler ortaya atılmıştır. Bu araştırmada, galerilerdeki tahkimat düzenlerinin belirlenmesinde aşağıda verilen yöntemlerden faydalanılmıştır:

1) Empirik yöntemler:

- i) Barton ve diğerleri (1974)
- ii) Bieniawski (1979)
- iii) Ünal (1983)
- iv) Terzaghi (1946)

2) Kinematik analizler:

Blok (kama) düşmelerinin ve kaymalarının incelenmesi sonucunda tahkimat önerilerinin getirilmesi.

3) Kaya-tahkimat etkileşim analizleri:

Kaya ve tahkimatların karakteristiklerini gözönüne alarak bu iki elemanın birbirleri ile etkileşimlerinin incelenmesi sonucu tahkimat düzenlerinin saptanması.

Tahkimat dizaynında değişik yöntemlerden yararlanılmasının ana nedenleri şöyle sıralanabilir:

- i) Yukarıda adı geçen yöntemlerin herbiri değişik bir amaç için veya belli koşullar için ortaya atılmıştır. Yöntemlerden

bazıları sadece tek bir tahkimat düzeni için geliştirilmiştir. (Örneğin, Terzaghi sistemi yalnız demirbağlar için geliştirilmiştir). Bu nedenle her yöntemin kendine özgün limitasyonları vardır.

- ii) Birçok varsayıma dayalı olan bu yöntemlerden herhangi birine doğrudan bağlı kalınmamış olması, buna karşılık kullanılan yöntemlerin sonuçlarının birbirleriyle kıyaslanması, galerilerde tahkimat düzenlerinin seçilmesinde daha sağlıklı karar verilebilmesine olanak sağlayacaktır.

4.1. Empirik Yöntem Sonuçları

Empirik yöntemlerden Terzaghi (1946) demirbağ; Ünal (1983) kaya saplamaları; Bieniawski (1979) kaya saplaması, püskürtme beton ve demirbağ; Barton ve diğerleri (1974) ise kaya saplaması, püskürtme beton veya beton kaplama tahkimat sistemleri için geliştirilmiştir. Burada bu yöntemlerin ayrıntılı olarak açıklanmasına ve elde edilen sonuçların tümünün verilmesine yer olarak olanak olmayıp, sadece sonuçlar özetlenecektir. Tablo 5,6 ve 7'de empirik yöntemlerin uygulanması ile değişik açıklıktaki galeriler için elde edilen tahkimat önerileri özet olarak verilmiştir. Tablolar ayrıntılı olarak incelendiğinde, değişik açıklıktaki galeriler için bu sistemlerle önerilen tahkimatlarda ve yoğunluklarında ne kadar farklılıklar olduğunu açıkça görmek mümkündür.

4.2. Kinematik Analiz ile Blok Düşmelerinin ve Kaymalarının İrdelenmesi

Arazi gerilmelerinin az olduğu yüzeye yakın yerlerde nisbeten sağlam ve eklemlili, bloklu kaya birimlerinde açılan galerilerde stabilitesizlik genellikle süreksizliklerin birbirleri ile kesişmesi ile oluşturdıkları kamaların (blokların) tavandan veya yan duvardan düşmeleri veya kaymaları şeklinde oluşur. Galeri etrafında arazi gerilmelerinin yeniden dağılması ile oluşan gerilmeler yüzeye yakın olan yerlerde az olduğundan, buralarda açılan galerilerde gerilmelerden dolayı oluşan deformasyonlar azdır ve duraysızlık serbest düşme veya kayma şeklinde kamaların ağırlığı sonucu meydana gelir. Genellikle

Tablo 5. Değişik empirik yöntemlere göre, "Spilit" birimlerinde açılacak değişik açıklıktaki galeriler için tahkimat sistemleri.

Kaya Birimleri	Barton'a Göre			Bieniawski'ye Göre		Ünal'a Göre		Terzaghi'ye Göre
	Açıklık 2.8 m (B5)	Açıklık 4.0 m (B8)	Açıklık 5.3 m (B14)	Açıklık 2.8 m (B5)	Açıklık 4,ve 5.3 m(B14)	Açıklık 2.8 m (B5)	Açıklık 5.3 m (B14)	Açıklık 5.3 m
Masif Spilit	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	Tavanda bölgesel kaya saplaması, 1.5 m uzunluğunda 2.5 m aralıklı, gerektiğinde çelik hasırla birlikte ve tavanda gerekli yerlerde 30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 0.90 m uzunluğunda, 1.4x3.4 m aralıklı.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 1.8x1.4 m aralıklı.	I20 demirbağ, 1.5 m aralıklı.
Az Derecede Ayırılmış Spilit	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	Genellikle tahkimat gerekmez. Gerektiğinde 20-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Sistematiğe kaya saplaması, 1.2 m uzunluğunda, 1.5-2.0 m aralıklı, tavanda çelik hasır ve tavanda 50-100 mm, yan duvarda 30 mm püskürtme beton.	Sistematiğe kaya saplaması, 1.30-1.75 m uzunluğunda, 1.5 m aralıklı, tavanda çelik hasır, ve tavanda 50-100 mm yan duvarda 30 mm kalınlığında püskürtme beton.	0.90 m uzunluğunda, 1.4x2.7 m aralıklı	1.2 m uzunluğunda, 1.35x1.50 m aralıklı	I20 demirbağ, 1.15 m aralıklı.
Breşleşmiş Spilit	Genellikle tahkimat gerekmez.	Genellikle tahkimat gerekmez. Gerektiğinde 20-30 mm püskürtme beton.	20-30 mm kalınlığında püskürtme beton, ve gerektiğinde gerdirmeli kaya saplaması, 1 m aralıklı 2.5 m uzunluğunda, ile birlikte.	"Az derecede ayrılmış spilit" olduğu gibi	"Masif spilitte olduğu gibi"	0.90 m uzunluğunda, 1.4x2.2 m aralıklı	1.25 m uzunluğunda, 1.35x1.30 m aralıklı.	I20 demirbağ 1.15 m aralıklı.
Orta Derecede Ayırılmış Spilit	Genellikle tahkimat gerekmez. Gerektiğinde çimentolanmış kaya saplaması, 2.0 m uzunluğunda, 1 m aralıklı.	Gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplaması, 2.2 m uzunluğunda, 1 m aralıklı	Gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplaması, 2.5 m uzunluğunda, 1 m aralıklı	"Az derecede ayrılmış spilit" olduğu gibi.	"Masif spilit" olduğu gibi	0.90 m uzunluğunda, 1.4x2.2 m aralıklı	1.25 m uzunluğunda, 1.35x1.30 m aralıklı	I20 demirbağ 1 m aralıklı

Tablo 6. Değişik empirik yöntemlere göre "Arjillit", "Grovak" ve "Dasit" te açılacak değişik açıklıktaki galeriler için tahkimat sistemleri.

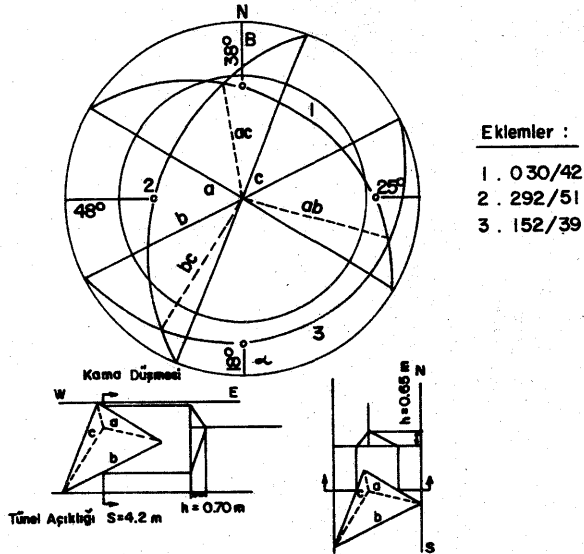
Kaya Birimi	Burton'a Göre			Bieniawski'ye Göre		Ünal'a Göre		Terzaghi'ye Göre
	Açıklık, 2.8 m (B5)	Açıklık, 4.0 m (B8)	Açıklık, 5.3 m (B14)	Açıklık, 2.8 m (B5)	Açıklık, 4 ve 5.3 m (B8, B14)	Açıklık, 2.8 m (B5)	Açıklık, 5.3 m (B8)	Açıklık, 5.3 m (B14)
Arjillit-İnce Laminalı	Genellikle tahkimat, gerekmez, gerektiğinde gerdirmesiz kaya saplaması, 2 m uzunluğunda, 1 m aralıklı ve 20-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplaması, 2.2 m uzunluğunda, 1 m aralıklı ve 20-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplaması, 2.5 m uzunluğunda, 1 m aralıklı, ve 20-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Sistematik kaya saplaması, 1.1 m uzunluğunda, 1.5-2 m aralıklı, tavanda çelik hasır, ve tavanda 50-100 mm, yan duvarda 30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Sistematik kaya saplaması, 1.30-1.75 m uzunluğunda, 1.5-2 m aralıklı, tavanda çelik hasır ve tavanda 50-100 mm, yan duvarda 30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çapında, 0.90 m uzunluğunda, 1.4x2.7 m aralıklı.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çapında, 1.20 m uzunluğunda, 1.35x1.50 m aralıklı.	120 profil demirbağ 1.15 m aralıklı.
Arjillit-Kalın Ara-Bantlı	"Arjillit-ince laminalı" da olduğu gibi	Genellikle 20-30 mm kalınlığında püskürtme beton, ve gerektiğinde, 2.2 m uzunluğunda 1 m aralıklı gerdirmesiz kaya saplaması, ile birlikte.	20-30 mm kalınlığında püskürtme beton, ve gerektiğinde 2.5 m uzunluğunda 1 m aralıklı gerdirmesiz kaya saplaması, ile birlikte.	"Arjillit ince laminalı" da olduğu gibi.	"Arjillit ince laminalı" da olduğu gibi.	"Arjillit ince laminalı" da olduğu gibi.	"Arjillit ince laminalı" da olduğu gibi.	"Arjillit ince laminalı" da olduğu gibi.
Grovak-Kalın Tabakalı ve İnce Arjillit Ara-Bantlı	Tahkimat gerekmez.	Genellikle tahkimat gerekmez, gerektiğinde 25-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	25-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	"Arjillit" te olduğu gibi.	"Arjillit" te olduğu gibi.	"Arjillit" te olduğu gibi.	"Arjillit" te olduğu gibi.	"Arjillit" te olduğu gibi.
Dasit	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	Genellikle tahkimat gerekmez, gerektiğinde 25-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Tahkimat gerekmez.	"Arjillit" te olduğu gibi.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çapında, 0.90 m uzunluğunda, 1.4x3.4 m aralıklı.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çapında, 1 m uzunluğunda, 1.8x1.4 m aralıklı.	120 demirbağ, 1.50 m aralıklı.

Tablo 7. Değişik empirik yöntemlere göre "Cevher" birimlerinde açılacak değişik açıklıktaki kazılar için tahkimat sistemleri.

Kaya Birimi	Barton'a Göre			Bieniawski'ye Göre		Ünal'a Göre		Terzaghi'ye Göre
	Açıklık, 2.8 m (B5)	Açıklık, 4 m (B8)	Açıklık, 5.3 m (B14)	Açıklık, 2.8 m (B5)	Açıklık, 4 ve 5.3 m (B8, B14)	Açıklık, 2.8 m (B5)	Açıklık, 5.3 m (B14)	
Masif Pirit Cevheri	Tahkimat gerekmez.	Genellikle tahkimat gerekmez, gerektiğinde gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplaması, 2.2 m uzunluğunda, 1 m aralıklı.	Genellikle tahkimat gerekmez, gerektiğinde gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplaması, 2.5 m uzunluğunda, 1 m aralıklı.	Sistemati k kaya saplaması, 1.2 m uzunluğunda, 1.5-2.0 m aralıklı, tavanda çelik hasır, ve tavanda 50-100 mm, yanduvarda 30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Sistemati k kaya saplaması, 1.30-1.75 m uzunluğunda, 1.5-2 m aralıklı, tavanda çelik hasır, ve tavanda 50-100 mm, yanduvarda 30 mm kalınlığında püskürtme beton.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1.4x2.7 m aralıklı.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1.35x1.50 m aralıklı.	
Masif Bakırlı Pirit Cevheri	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	"Masif Pirit Cevheri"nde olduğu gibi.	Tahkimat gerekmez.	Tavanda bölgesel kaya saplaması, 1.5 m uzunluğunda, 2.5 m aralıklı, gerektiğinde çelik hasırla birlikte ve tavanda gerekli yerlerde 50 mm kalınlığında püskürtme beton.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 0.90 m uzunluğunda, 1.4x3.4 m aralıklı.	Gerdirmesiz reçineli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 1.8x1.4 m aralıklı.	
Emprenye Cevher	Tahkimat gerekmez.	Tahkimat gerekmez.	Genellikle tahkimat gerekmez, gerektiğinde 25-30 mm kalınlığında püskürtme beton.	"Masif Pirit Cevheri"nde olduğu gibi.	"Masif Pirit Cevheri"nde olduğu gibi.	"Masif Pirit Cevheri"nde olduğu gibi.	"Masif Pirit Cevheri"nde olduğu gibi.	

kesin bir kural olmasa bile arazi gerilmelerinin sorun olduğu durum, galeri etrafında dağılan gerilmelerin değerlerinin kayanın tek eksenli basma dayanımlarının 1/5'ini aştığında ortaya çıkmaya başlar (Hoek ve Brown, 1980).

Galeri etrafında süreksizliklerden dolayı kama oluşup oluşmayacağı, oluştu ise bunların duraylılıklarını saptamak için stereografik projeksiyon yöntemlerini kullanan basit kinematik analiz yöntemleri geliştirilmiştir (Hoek ve Brown, 1980; Farmer ve Shelton, 1980). Bu yöntemler kullanılarak, her bir kaya biriminde galerilerin yönüne göre tavanda blok oluşup oluşmadığı, oluşuyorsa duraysızlık biçimi (Serbest düşme veya kayma), değişik galeri açıklıkları için oluşabilecek maksimum blok büyüklüğü (taban alanları ve ağırlıkları) ve yüksekliği saptanmıştır. Şekil 1'de bir örnek gösterilmiştir. Bu analizlerin sonuçları derlenerek Tablo 8'de sunulmuştur.



Şekil 1. Arjillit - kalın ara bantlı kaya biriminde açılan 4.2m genişliğindeki tünel tavanında oluşan kamalar için kinematik analiz.

Tablo - 8 Kinematik Analiz Sonuçları

Kaya Birimi	Ana Etkim Türü	Kama (Blok) Oluşumu	Olupabilecek Maksimum Kama Yüksekliği (m)						Olupabilecek Maksimum Kama Taban Alanı, m ²						Olupabilecek Maksimum Kama Ağırlığı, ton						Kaya Sırtlaması Aralıkları (m)						Kaya Sırtlaması Uzunlukları (m)						AÇIKLAMALAR	
			E - W Galerisi			S - N Galerisi			E - W Galerisi			S - N Galerisi			E - W Galerisi			S - N Galerisi			E - W Galerisi			S - N Galerisi			E - W Galerisi			S - N Galerisi				
			Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m	Galeri		Genişliği, m		
			3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0	3,2	4,2	5,0		
Masif Split	1) 093/68 2) 205/88 3) 325/29	Var	1,20	1,50	1,80	1,45	1,80	2,25	20,40	46,30	81,80	37,40	74,60	120,60	23,7	67,4	142,8	52,6	130,2	263,1	2,6x2,6	2,4x2,4	2,3x2,3	2,6x2,6	2,4x2,4	2,1x2,1	1,10	1,30	1,50	1,30	1,50	1,75	Kama düşmesi	
Az Derecede Ayrışmış Split	1) 191/62 2) 277/85 3) 090/21 4) 146/71	Var	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2 - 3 - 4 No.lu etkenlerin oluşturduğu ufak kavimler halinde		
Orta Derecede Ayrışmış Split	1) 158/75 2) 322/37 3) 132/79	Yok	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
Beyleşmiş Split	1) 210/50	Var (1-2-4)	0,65	0,75	0,85	0,65	0,80	0,95	12,00	26,30	41,30	14,90	34,30	56,50	7,6	16,6	31,7	8,8	24,8	48,5	3,8x3,8	3,6x3,6	3,2x3,2	3,8x3,8	3,4x3,4	3,3x3,3	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	Kama düşmesi	
	2) 283/54	Var (2-3-4)	0,60	0,85	1,00	0,90	1,15	1,30	12,85	28,30	46,50	37,60	81,45	131,80	7,0	21,7	43,8	30,5	84,6	154,7	3,5x3,5	3,0x3,0	3,1x3,1	3,5x3,5	3,0x3,0	2,8x2,8	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	Kama düşmesi	
	3) a. 149/31 b. 149/77	Var (1-2-3) Yok (1-3a-4)	1,40	1,69	2,20	—	—	—	—	21,30	45,60	79,60	—	—	—	27,0	76,2	158,2	—	—	—	2,6x2,6	2,4x2,4	2,2x2,2	—	—	—	—	1,0	1,5	1,5	—	—	1 No.lu etken yönünde kayma
	4) 051/39	Var (1-3b-4)	0,75	1,03	1,15	0,65	0,85	1,05	18,00	41,60	53,00	8,25	20,10	33,20	12,2	38,6	55,1	4,9	16,5	31,4	3,5x3,5	3,2x3,2	3,1x3,1	3,6x3,6	3,5x3,5	3,2x3,2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	3 No.lu etkeninde kayma	
Arjillit (İnce laminedir)	1) 097/75 2) 145/48	Yok	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
Arjillit (Kaba ara-başı)	1) 030/42 2) 292/51 3) 152/39	Var	0,60	0,70	0,85	0,50	0,65	0,80	23,10	57,50	100,10	17,50	37,60	64,60	13,6	36,2	76,6	7,90	22,0	46,90	4,2x4,2	3,9x3,9	3,5x3,5	4,2x4,2	4,0x4,0	3,6x3,6	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	Kama düşmesi	
Groak Kafa Tabakalı	1) 245/80 2) 340/82 3) 155/40	Var	0,70	1,20	1,45	—	—	—	19,90	45,75	63,35	—	—	—	12,3	49,0	81,4	—	—	—	3,7x3,7	3,0x3,0	2,6x2,6	—	—	—	1,0	1,2	1,5	—	—	—	Kama düşmesi S - N yönünde ufak kavimler şeklinde	
Groak İnce arjillit ara-başı	1) 058/64 2) 334/40 3) 245/30	Var	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	NW - SE doğrultusunda artmış galerilerde 2 no.lu etken yönünde kayma olasılığı		
Masif Pirit Cevheri	1) 235/84	Var (1-2-4)	0,60	0,80	0,95	0,70	0,90	1,10	—	8,70	—	—	17,0	—	—	9,3	—	—	20,4	—	—	2,9x2,9	—	—	—	2,6x2,6	—	1,0	—	—	—	1,0	1 No.lu etkeninde kayma	
	2) 317/39	Var (2-3-4)	0,90	1,10	1,35	1,30	1,65	1,95	8,50	21,80	38,60	74,0	157,0	—	10,2	32,0	69,5	128,0	345,0	2,8x2,8	2,6x2,6	2,3x2,3	2,4x2,4	2,1x2,1	—	1,0	1,0	1,3	1,3	1,5	2,0	Kama düşmesi		
	3) 087/46	Var (1-2-3)	1,00	1,35	1,60	1,75	2,30	2,75	7,30	19,75	30,30	87,4	196,0	334,0	10,0	35,5	64,5	200,0	600,0	1220,0	2,7x2,7	2,3x2,3	2,1x2,1	2,1x2,1	1,8x1,8	1,7x1,7	1,0	1,40	1,60	1,75	2,00	2,50	Kama düşmesi	
	4) 218/48	Yok (1-3-4)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
Masif Bakır Pirit Cevheri	1) 038/64 2) 346/63 3) 117/88 4) 125/46	Yok	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	1) 155/54 2) 053/53 3) 307/88	Var	1,65	2,10	2,50	1,40	1,85	2,20	17,30	39,10	66,30	12,90	30,00	44,40	33,3	95,8	163,5	21,0	64,8	114,0	2,2x2,2	2,0x2,0	1,8x1,8	2,4x2,4	2,1x2,1	2,0x2,0	1,75	2,0	2,5	1,5	1,75	2,0	Kama düşmesi	
	1) 147/78 2) 280/41 3) 327/55	Var	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	Ufak kavimler şeklinde		

Tablo 8 incelendiğinde süreksizliklerin oluşturduğu kama düşmesi veya kayması şeklindeki duraysızlıklar açısından masif bakırlı pirit cevheri, orta derecede ayrıışmış spilit ve ince laminalı arjillit en iyi durumdadır. Az derecede ayrıışmış spilit, ince arjillit ara-bantlı grovak ve dasit'te ise kama düşmesi ve kayması ufak kavlaklar şeklidir. Bazı kaya birimlerinde ise bir yönde oluşan blokların yükseklikleri oldukça büyük olmasına karşın diğer yönde çok daha azdır (kalın tabakalı grovak'ta olduğu gibi). Kalın tabakalı grovakta Doğu-Batı yönündeki galerilerde oluşabilecek maksimum kama yükseklikleri 5 metre açıklık için 1,45 m'ye ulaştığı halde Kuzey-Güney yönünde bu değer yok denecek kadar azdır. Bunun pratik sonucu ise, bu birimde galerilerin K-G yönünde açılmasının duraylılık açısından daha uygun olacağıdır. Düşme veya kayma olarak bloklar kaya kütlelerinden ayrı olarak hareket ederler ve bu durumda da tahkimata tek bir noktada konsantre veya eksentirik yük verirler. Bu tip eksentirik yüklere karşı kaya saplamaları diğer tahkimat sistemlerine göre daha iyi karşı koyar. Belirli açıklıklıklarda oluşabilecek maksimum büyüklükteki kamaların yükseklikleri, taban alanları ve ağırlıkları (Tablo 8) gözönüne alınarak, kaya saplamaları (10 ton-f kapasiteli) kullanıldığında yaklaşık saplama uzunlukları ve aralıkları bulunmuştur. Bu değerlerde Tablo 8'de gösterilmiştir. Kama saplamalarının uzunlukları, oluşabilecek maksimum kama yüksekliği ve bazen de bu faktörün yanısıra kamanın şekli de gözönüne alınarak saptanmıştır.

Kaya saplamaları aralıkları, verilen açıklıklarda oluşabilecek kamaların maksimum büyüklükleri için tesbit edilmiştir. Hesaplamalarda, süreksizliklerin sürtünme özellikleri (kohezyon ve içsel sürtünme açısı) ile galeri etrafındaki gerilme dağılımından dolayı süreksizlik düzlemlerine dik olarak etki eden normal gerilmelerin etkisi gözönüne alınmamıştır. Bu nedenle tesbit edilen saplama aralıkları emniyetli taraftadır.

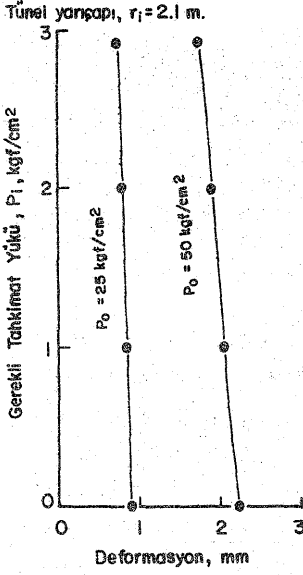
Maksimum büyüklükteki kamaların oluşmayabileceği olası ise de daha küçük boyutlarda kamaların oluşması her zaman mümkündür. Blok düşmesi veya kayması beklenen galerilerde düşmesi olası kamaların tek tek tesbit edilmesi olanak dışı olduğundan kaya saplamalarının sistema-

tik bir şekilde ve sık örgülü çelik hasırla birlikte kullanılması önerilir (özellikle ana galerilerde). Çelik hasırların yerleştirilmesindeki pratik güçlükler nedeni ile saplama aralıkları 2x2 m'den büyük olmamalıdır. Bu değerden büyük olarak tesbit edilen saplama aralıkları (Tablo 8), bu değere indirilerek uygulanmalıdır.

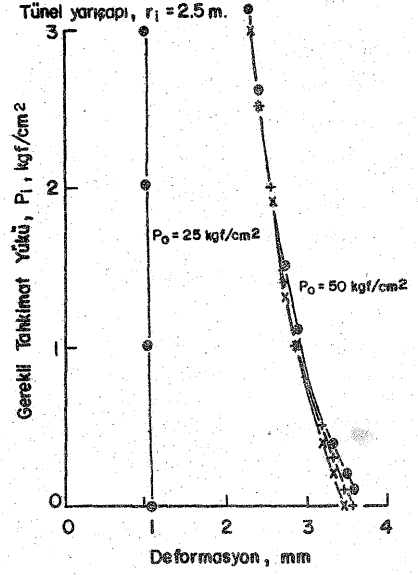
4.3. Kaya-Tahkimat Etkileşimi Analizleri ve Tahkimat Dizaynı

Bu analizlerin prensipleri burada anlatılmayıp ilgili literatüre atıf yapılacaktır (Rabcewicz, 1964; Lombardi, 1970; Lombardi, 1973; Ladanyi, 1974; Daemen, 1975, Daemen, 1977; Hoek ve Brown, 1980; Brown ve diğerleri, 1983). Analizlerde Ladanyi (1974) tarafından önerilen ve Hoek ve Brown (1980) tarafından geliştirilen yöntem kullanılmıştır (Paşamehmetoğlu ve diğerleri, 1984). Masif Spilit, masif bakırlı pirit cevheri, emprenye cevher ve dasit'te açılan galeriler etrafında deformasyonlar söz konusu arazi gerilmelerinde (derinliklerde), elastik düzeyde kalmaktadır. Şekil 2'de buna bir örnek verilmiştir. Genellikle, bu tür kaya birimlerinde açılacak galeriler stabil durumdadır, herhangi bir tahkimat gerektirmez. Bu kaya birimlerinde, bundan önceki bölümde değinildiği gibi, stabilitesizlikleri genellikle süreksizliklerin oluşturduğu kama düşmeleri veya kaymaları şeklinde beklemek gerekir (Tablo 8).

Az derecede ayrılmış spilit, masif piritli cevher ve grovak'ta, derinliğin çok olmadığı (100 m) yerlerde açılacak galeriler etrafında oluşan deformasyonlar elastik sınırdadır. Daha derinlerde ise plastik deformasyon oluşmaktadır. Ancak, bu deformasyon değerleri değişik açıklıklı galerilerde az derecede ayrılmış spilit ve masif pirit cevheri birimlerinde 2,5-5 mm, grovak birimi için de 5-10 mm mertebesinde (Şekil 3). Bu kadar deformasyona tolerans gösterilebilir. Nitekim, Bakibaba İşletmesi'nde az derecede ayrılmış spilit'te açılan açıklıkları 3,5-4,5 m olan galeriler, masif pirit cevherinde 3 m açıklıklı üretim panoları tahkimatsız durmaktadır. Bu birimlerde süreksizliklerin oluşturacağı bireysel kama düşmesi veya kayması şeklindeki stabilitesizlik şekli daha ağırlık taşır, özellikle göreceli olarak az derinliklerde.



Şekil 2. "Emprenye Cevher" de açılan galerilerde deformasyon



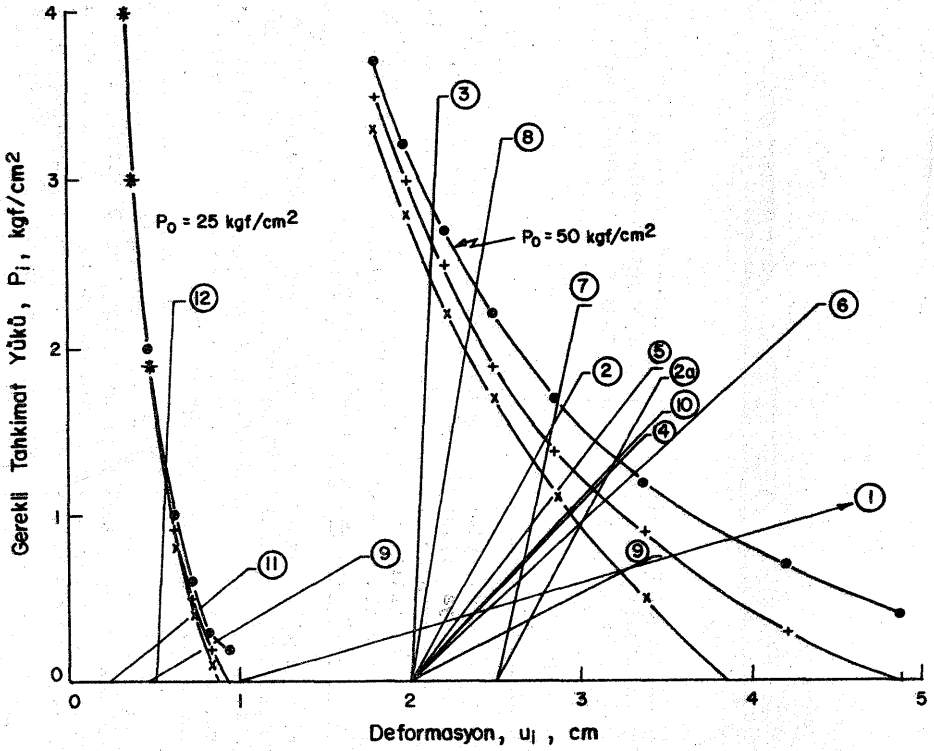
Şekil 3. "Az Derecede Ayrışmış Spilit" te açılan galerilerde deformasyon

Breşleşmiş spilit, orta derecede ayrılmış spilit ve arjillitte açılacak galeriler için galeriler etrafında oluşacak deformasyon ve değişik tahkimat sistemlerinin (gerdirmeli mekanik kaya saplaması, reçineli gerdirmeli kaya saplaması, püskürtme beton, demirbağ) etkileşimi ayrıntılı olarak incelenmiştir. Bir fikir vermek üzere arjillitte açılan 2,1 m yarı çaplı galeride kaya-tahkimat ilişkisi Şekil 4'de verilmiştir.

Bazı hallerde, aynı tahkimat sisteminin değişik zamanlarda kurulduğu kabul edilerek, sistemin farklı etkisi ile demirbağların arkasında kullanılan takozların esnekliklerinin ve takozlar arasındaki açının etkisi de gösterilmeye çalışılmıştır.

Breşleşmiş spilit ve arjillit birimlerinde açılacak değişik çaptaki galeriler için önerilen değişik tahkimat sistemleri özet olarak çizelge şeklinde verilmiştir (Tablo 9 ve 10). Orta derecede ayrılmış spilit yüzeye yakın ve belirli bölgede beklenildiğinden burada verilmemiştir.

Tünel yarıçapı, $r_1 = 2.1$ m



- | | |
|--|---|
| 1. Mekanik gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1.5 m uzunluğunda, 1.5 x 1.5 m aralıklı | 5. 116 demirbağ, 0.8 m aralıklı, Yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ |
| 2. Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1.5 m uzunluğunda, 1.2 x 1.2 m aralıklı, aynadan 1 m geriden uygulandığında | 6. 116 demirbağ, 2 m aralıklı, Yumuşak blok, $2\theta = 22.5^\circ$ |
| 2a. Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1.5 m uzunluğunda, 1.2 x 1.2 m aralıklı, aynadan 2 m geriden uygulandığında | 7. 116 demirbağ, 2 m aralıklı, Sert blok, $2\theta = 22.5^\circ$ |
| 3. 50 mm kalınlığında püskürtme beton | 8. 116 demirbağ, 1.5 m aralıklı, Sert blok, $2\theta = 22.5^\circ$ |
| 4. 116 demirbağ, 1 m aralıklı, Yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ | 9. 116 demirbağ, 2 m aralıklı, Yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ |
| | 10. 120 demirbağ, 2 m aralıklı, Yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ |
| | 11. Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 0.75 m uzunluğunda, 2 x 2 m aralıklı |
| | 12. 25 mm kalınlığında püskürtme beton |

Şekil 4. "Arjillit"te açılan 2.1 m yarıçaplı galerilerde kaya-tahkimat ilişkisi

Tablo 9 : Breşleşmiş Spilit'te açılacak değişik boyutlarda ve değişik derinlikteki galeriler için kaya tahkimat etkileşimi analizlerine göre tahkimat sistemleri

Galeri Yarıçapı, r_i (m)	Ortalama Düşey Arazi Basıncı	
	$P_0 = 25 \text{ kgf/cm}^2$ (2,5 MPa)	$P_0 = 50 \text{ kgf/cm}^2$ (5,0 MPa)
1,60	Deformasyonlar çok düşük, tahkimat gerekmez, bireysel blok düşmeleri için tahkimat gerekir (kinematik analiz sonuçlarına bakınız).	Deformasyonları düşük, genellikle tahkimat gerekmez. İstendiğinde, reçine gerdirmeli kaya saplaması 25 mm çaplı, 0,75 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı mekanik gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çapında 0.45 m uzunluğunda, 1,2x1,2 m aralıklı veya 20-30 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16(6I)'lık demirbağ, 2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ ($2\theta = 22,5^\circ$ olursa daha iyi yük taşıma kapasitesi)
2,1	r_i 1,6 m'de olduğu gibi	Kaya biriminin iyi olduğu yerlerde tahkimat gerekmebilir. Genellikle, reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı veya mekanik kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 1,2x1,2 m aralıklı veya 25 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 1,5 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ ($2\theta = 22,5^\circ$ olduğunda 2 m aralıklı) [I20 demirbağ, 2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$]
2,5	r_i 1,6 m'de olduğu gibi	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı veya mekanik kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 1,2x1,2 m aralıklı veya 25 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 1,2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ ($2\theta = 22,5^\circ$ olduğunda 2 m aralıklı) [I20 demirbağ, 2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$]
3,0	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çapında, 0,75 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı veya 25 mm kalınlığında püskürtme beton	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1,5 m uzunluğunda, 2x2 m 1,75x1,75 m aralıklı veya mekanik kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1,5 m uzunluğunda, 1x1 m aralıklı (geç kurulmama koşulu ile) veya 50 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 0,8 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ ($2\theta = 22,5^\circ$ olduğunda, 1.75 m aralıklı) [I20 demirbağ, 1.75 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$]

Tablo 10: "Arjillit" te açılacak değişik boyutlarda ve değişik derinlikteki galeriler için kaya-tahkimat etkileşimi analizlerine göre tahkimat sistemleri

Galeri Yarıçapı, r_i (m)	Ortalama Düşey Arazi Basıncı	
	$P_0 = 25 \text{ kgf/cm}^2$ (2,5 MPa)	$P_0 = 50 \text{ kgf/cm}^2$ (5,0 MPa)
1,60	Deformasyon az, blok düşmesi daha etkin olabilir. Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 0,75 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı veya 25 mm kalınlığında püskürtme beton	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 1,5x1,5 m-1,75x1,75 m aralıklı veya mekanik gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 1,5x1,5 m aralıklı veya 25 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ ($2\theta = 22,5^\circ$ olursa daha iyi yük kapasitesi)
2,10	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 0,75 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı veya 25 mm kalınlığında püskürtme beton	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1,5 m uzunluğunda, 1,2x1,2-1,5x1,5 m aralıklı veya mekanik kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1,5 m uzunluğunda, 1,5x1,5 m aralıklı veya 50 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 1 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$ ($2\theta = 22,5^\circ$ olduğunda 2 m aralıklı) [I20 demirbağ, 2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$]
2,50	$r_i = 2,10$ da olduğu gibi	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1,75 m uzunluğunda, 1,2x1,2 m aralıklı veya mekanik kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1,75 m uzunluğunda, 1,5x1,5 m aralıklı veya 50 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 2 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 22,5^\circ$ ($2\theta = 40^\circ$ olduğunda 0,5-0,8 m aralıklı) [I20 demirbağ, 1,5 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$]
3,0	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 1 m uzunluğunda, 2x2 m aralıklı veya 25-50 mm kalınlığında püskürtme beton	Reçine gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 2 m uzunluğunda, 1,2x1,2 m-1x1 m aralıklı veya mekanik gerdirmeli kaya saplaması, 25 mm çaplı, 2 m uzunluğunda, 1,2x1,2 m aralıklı veya 75 mm kalınlığında püskürtme beton veya I16 demirbağ, 1,5 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 22,5^\circ$ ($2\theta = 40^\circ$ yetersiz) [I20 demirbağ, 1 m aralıklı, yumuşak blok, $2\theta = 40^\circ$, $2\theta = 22,5^\circ$ olduğunda 2 m aralıklı]

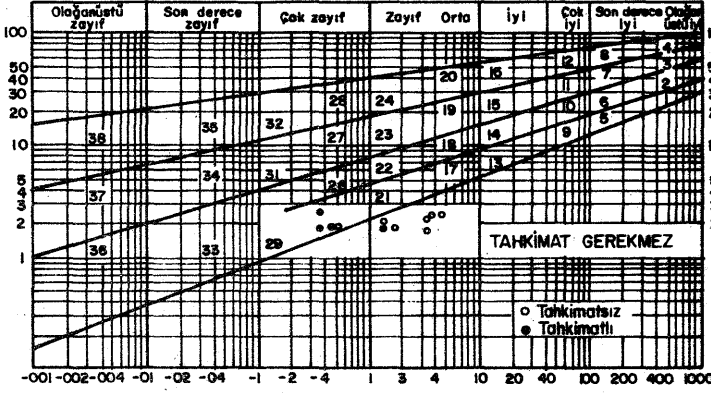
Uygulayıcıyı bağlamamak için birkaç tahkimat önerisinde bulunulmuştur. Ancak, yine de çok pahalı bir sistem olan demirbağlardan ve yeraltında asitli ortam beklenildiğinden mekanik gerdirmeli kaya sapmalardan kaçınılması önerilir. Düzgün-kontrollu patlatma yapılmadıkça püskürtme beton tek başına kullanılmamalıdır. Reçineli kaya saplamaları yerine, gerdirmesiz çimentolanmış kaya saplamaları da kullanılabilir (bu durumda saplama boylarının önerilenlerden yaklaşık 1,5-2 misli kadar arttırılması önerilir): Kaya saplamaları ile sık örgülü (püskürtme beton kullanılmadığı durumlarda) çelik hasır kullanılmalıdır (özellikle ana galerilerde). Arjillitin zamanla ocak havasından ve nemden etkileneceği düşünüldüğünde püskürtme betonun kaya saplamaları ile birlikte kullanılması zamanla dökülmeleri önlemek açısından uygun olur.

5. SONUÇLARIN İRDELENMESİ VE ÖNERİLER

KBİ-Bakibaba yeraltı işletmesi ile ETİBANK-Aşıköy açık işletmesi sahasında mevcut kaya birimlerinin süreksizlik takımları ve genel özellikleri bakımından büyük bir benzerlik olduğu görülmüştür. Buna göre, açık işletme sahasında görülen süreksizliklerin genel olarak, hem derinlikle, hem de ayrıntılı çalışmanın yapılmamış olduğu Bakibaba-Aşıköy arasındaki sahada durumlarını genellikle korudukları kabul edilebilir. Bunun bir sonucu da, Bakibaba yeraltı işletmesindeki deneyimlerin Aşıköy yeraltı işletmesi çalışmalarına ışık tutabileceğidir.

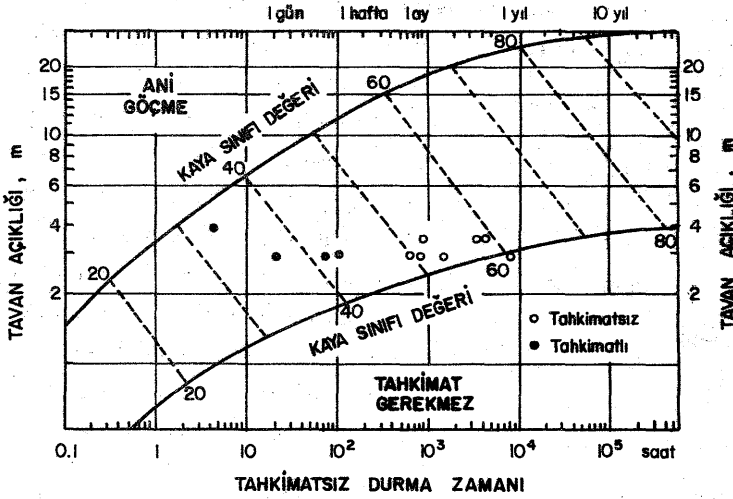
Geriye dönük analiz yapmak amacı ile, Bakibaba'da 11 lokasyonda tayin edilen Q ve RMR değerleri ile galerilerin açıklıkları ve tahkimat durumları ayrı ayrı Barton ve diğerleri (1974) ile Bieniawski (1979) dizayn abaklarına yerleştirilmiştir (Şekil 5 ve 6). Şekillerden görüleceği üzere Barton ve diğerleri (1974) nin Q-sisteminde 7 tahkimatsız durumdan 6'sı ve 4 tahkimatlı durumdan 3'ü uyum sağlamaktadır. Bieniawski (1979) sisteminde ise 7 tahkimatsız durumdan sadece bir tanesi uyumludur. Bu da Q-sisteminin söz konusu koşullarda çok daha uygun bir sistem, Bieniawski (1979) nin sisteminin ise tutucu bir sistem olduğunu göstermektedir. Bu durum daha önceki çalışmalarda da kanıtlanmıştır (Paşamehmetoğlu ve diğerleri, 1983; Karpuz, 1985). Bunun pratik sonucu ise, Q-sisteminin Aşıköy'deki kaya birimlerinde açılacak belirli boyut-

Tavan Açıklığı, Çap veya
Yüzseklik (m)
ESR



$$\text{TÜNELCİLİK NİTELİĞİ } q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \times \left(\frac{J_r}{J_o} \right) \times \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

Şekil.5 Barton sınıflamasının yeraltı açıklıklarına uygulanışı



Şekil.6 Bieniawski kaya kütlesi jeomekanik sınıflamasının yeraltı açıklıklarına uygulanışı

lardaki galerilerde tahkimat gerekip gerekmeyeceği, gerekecekse tahkimat sistemlerinin saptanmasında daha güvenilir olarak kullanılabilir. Tablo 11'de Aşıköy'de rastlanan kaya birimleri için tahkimatsız durma açıklıklarının alt, üst ve ortalama değerleri verilmiştir.

Bakibaba'daki tecrübeler, Q-sistemine göre tahkimatsız durma açıklıkları, kinematik ve kaya-tahkimat etkileşimi analizleri sonuçları gözönüne alındığında, masif split, masif bakırlı pirit cevheri, emprenye cevher, dasit, az derecede ayrılmış split, masif piritli cevher ve grovakta söz konusu açıklıklarda açılacak galerilerde tahkimat genellikle gerekmez. Bu kaya birimlerinde duraysızlık daha çok bireysel kaya blokları düşmesi ve kayması şeklinde oluşacaktır. Bu kaya birimlerinde açılacak galerilerde, özellikle ana galerilerde, Bölüm 4.2'de belirtildiği şekilde sistematik kaya saplamalarının (sık örgülü çelik hasırla birlikte) kullanılması önerilir.

Gerek değişik empirik yöntemler, gerekse kaya-tahkimat etkileşimi analizleri "ince-laminallı" ve "kalın ara-bantlı" arjillit için yaklaşık olarak benzer sonuçlar vermektedir. Ancak, ince-laminallı arjillitte iki adet süreksizlik takımı görüldüğünden kama oluşması kinematik olarak mümkün değildir. Kalın ara-bantlı arjillitte ise kama oluşması vardır. Kaya-tahkimat etkileşimi analizlerinde de (Bölüm 4.3) açıklandığı üzere bu kaya biriminde reçineli gerdirmeli (gerdirmesiz) kaya saplamaları (Tablo 10), çelik hasır ve 25-30 mm kalınlığında püskürtme beton yeterli olacaktır. Reçineli kaya saplamaları yerine gerdirmesiz çimentolu kaya saplamaları da kullanılabilir. Püskürtme beton sadece arjillitin ocak havası ile temasını kesmek için ek olarak kullanılacağından gerdirmesiz çimentolaşmış kaya saplamalarının uzunluklarının Tablo 10'da verilen reçineli gerdirmeli kaya saplamaları uzunluklarına eşit olarak alınması yeterli olacaktır.

Breşleşmiş splitte, kaya-tahkimat etkileşim analizleri sonuçlarına bakıldığında (Tablo 9) bu kaya biriminde az derinlikte açılan galerilerde tahkimat gerekmemektedir. Burada, tahkimatı kontrol eden faktör kinematik duraysızlıklardır ve tahkimat buna göre seçilmelidir (Bölüm 4.2 ve Tablo 9). Derinlerde ise, 4 mm'ye kadar olan açıklıklar için kaya-tahkimat etkileşimi analizleri, tahkimat sistemini kinematik duraysızlıkların tesbit edebileceğini göstermektedir. 4 m'den daha

Tablo 11: Aşıköy Yeraltı İşletmesindeki Kaya Birimlerinin

Q-Sistemine Göre Tahkimatsız Durma Açıklıkları

Kaya Birimleri		Kaya Birimi İndisi (Q)			Tahkimatsız Durma Açıklığı (m)		
		Alt Sı- nır Q_a	Üst Sı- nır Q_u	Ortala- ma Q_o	Q_a	Q_u	Q_o
Spilit	Masif	3,0	7,5	5,25	5,0	7,2	6,2
	Az-Derecede Ayrışmış	2,75	3,6	3,175	4,8	5,3	5,1
	Orta-Derecede Ayrışmış	-	-	1,45	-	-	4,9
	Breşleşmiş	0,15	2,96	1,555	1,5	4,9	3,8
Arjilit	İnce Laminallı	0,201	2,97	1,558	1,7	4,9	3,9
	Kalın Ara-Bantlı	0,238	1,96	1,099	1,8	4,2	3,2
Grovak	Kalın Tabakalı	1,556	3,88	2,718	3,8	5,5	4,5
	İnce, Arjilit- Ara-Bantlı	1,166	3,88	2,523	3,4	5,5	4,6
Cevher	Masif Pirit	1,25	6,75	4,0	3,5	6,9	5,8
	Masif, Bakırlı-Pirit	2,25	12,82	7,565	4,4	8,9	7,2
	Emprenye	3,11	7,77	5,44	5,03	7,3	6,3
Dasit		1,48	5,92	3,7	3,7	6,5	5,4

büyük açıklıklar için ise gerek kinematik duraysızlıkları ve de oluşabilecek deformasyonları kontrol için tahkimat gerekmektedir. Daha önceki bölümlerde de belirtildiği üzere kaya saplamalarının uygulanması önerilir (Bölüm 4.2 ve Tablo 9).

6. SONUÇ

Bu yazıda, madenlerde ön kaya mekaniği çalışmalarının ve dizaynlarının önemi vurgulanmış ve

- i) Mevcut galeri tahkimat tasarımı yöntemlerinin limitasyonlarının ve uygulama koşullarının göz önüne alınarak dizaynda kullanılmalarının doğru tahkimat seçiminde çok önemli olduğu,
- ii) mümkün olduğunda, geriye dönük analizlerin yapılması dizaynda karar vericiye ne kadar yararlı olabileceği,
- iii) kaya saplamalarının metal madencilğinde yaygın olarak kullanılabileceği ve bunun sonucu olarak hem pratik kolaylıklar açısından ve hem de tahkimat ekonomisi açısından büyük tasarruflara gidilebileceği

gösterilmiştir.

7. TEŞEKKÜR

Bu araştırmayı destekleyen ETİBANK'a teşekkürü bir borç biliriz. Burada verilenler yazarların kendi şahsi fikirleri olup, hiçbir surette ETİBANK'ı bağlamaz.

KAYNAKLAR

BARTON, N. ve diğerleri, 1974: Engineering classifications of rock masses for design of tunnel support, Rock Mechanics, cilt 6, s. 189-236.

BIENIAWSKI, Z.T., 1979: The geomechanics classification in rock engineering applications, 4th Int. Congress on Rock Mechanics, Cilt 2, s. 41-48.

BROWN, E.T. ve diğerkleri, 1983: Characteristic line calculations for rock tunnels, J. Geotech. Enging. Am. Soc. Civ.Engrs., 109, s. 15-39.

DAEMEN, J.J.K., 1975: Tunnel support loading caused by rock Tailure, Tech. Report MRD-3-75, Missouri River Division, Corps on Engineers, Dmaha.

DAEMEN, J.J.K., 1977: Problems in tunnel support mechanics, Underground Space, Cilt 1, s. 163-172.

FARMER, I.W., SHELTON, P.D., 1980: Factors that Affect Under-ground rockbolt reinforcement systems design, IMM Transactions, Section A, Cilt 89, s. A68-A83.

HOEK, E., BROWN, E.T., 1980: Underground excavations in rock, Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 s.

KARPUZ, C., 1985: Kaya sınıflama sistemlerinin maden galerisi tasarımıda kullanılabilirlikleri, 9. Madencilik Kongresi, s. 215-222.

LADANYI, B., 1974: Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings, Proc. 3rd Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, Cilt 2B, s.1150-1156.

LOMBARDI, G., 1970: The influence of rock characteristics on the stability of rock cavities, Tunnels and Tunneling, Cilt 2, 1970, s. 104-109.

LOMBARDI, G., 1973: Dimensioning of unnel linings with regard to Construtional Procedure, Tunnels and Tunneling, Cilt 5, s. 340-351.

PAŞAMEHMETOĞLU, A.G. ve diğerkleri, 1983: An investigation into the rock mechanics aspects of sublevel open stope mining, Proc. 5th Congress Int. Soc. Rock Mechanics, Melbourne, Cilt 2, s. D151-D161.

PAŞAMEHMETOĞLU, A.G. ve diğerkleri, 1984: Aşıköy yeraltı işletme-siyle ilgili kaya mekanığı çalışmaları, O.D.T.Ü., 240 s.

RABCEWICZ, L.V., 1964: The new austrian Tunneling Method, Water Power, Cilt 16, s. 453-457 ve Cilt 17, 19-24.

TERZAGHI, K., 1946: Rock defects and roads on tunnel supports, Rock tunneling with steel supports, ed. R.V. Proctor and T.White, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, s.15-99.

ÜNAL, E., 1983: Development of design guidelines and roofcontrol standards for coal-mine roofs, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, 355 s.

YERALTI MADEN İŞLETME YÖNTEMİNİN
SEÇİMİNDE VE TASARIMINDA KAYA
MEKANIĞININ ROLÜ

Rock Mechanics in the Selection and
Design of Underground Mining Methods
-State of Art

A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU*

Levent TUTLUOĞLU*

ÖZET

Bu yazıda, yeraltı işletme yöntemlerinin seçimi ve tasarımıyla kaya mekaniğinin önemi vurgulanmış, daha emniyetli ve ekonomik madencilik işletmeciliği için kaya mekaniğinin maden işletme yönteminin seçimi ve tasarımıyla rolü tartışılmıştır. Ağırlık nümerik yöntemlere verilmiş, bu konuda gelişmeler özetlenmeye çalışılmıştır.

ABSTRACT

In this paper, the importance of rock mechanics in the selection and design of underground mining methods is emphasized. For economical and safer mining, the role of rock mechanics is discussed. The emphasis is mainly given on the numerical methods and improvements achieved in their applications to mining engineering.

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

1. GİRİŞ

Cevherin ve yantaşlarının mekanik ve yapısal özellikleri gerek stabiliteye ve gerekse maden ekonomisine büyük etkileri olduğu için, yeraltı işletme yönteminin seçiminde ve madenin tasarımı son derece önemlidirler. Yeraltı madenlerinde sonuçta hangi yöntem kullanılırsa kullanılsın tüm üretim açıklıklarının, galerilerin, kuyuların, kırıcı odalarının v.b. açıklıkların kaya içinde açıldığı göz önüne alındığında, kaya mekaniği çalışmaları ve yaklaşımları olmadan yapılacak maden işletme yöntemi seçimi ve tasarımının sonradan gerek maden ekonomisi ve gerekse stabilite açısından büyük problemler doğurabileceği açıktır. Maden mühendisinin malzemesi kaya olup, kayanın, kaya içinde açılacak açıklıkların ve gerekecek topukların değişik gerilme ortamlarındaki davranışları bilinmeden ve bunlar göz önünde tutulmadan rantable bir işletmecilik yapılabileceği iddia edilemez. Maden açıldıktan sonra karşılaşılabilecek stabilitesizlik problemleri istenilen üretim düzeyine ulaşılmasını, özellikle üretim düzeyi yüksek olduğunda, engelleyebileceği gibi maden işletme yönteminin değişmesine de yol açabilecek, ilk yatırımı çok yüksek olan madende ekonomik çok büyük darboğazlar yataracaktır. Önceden kaya mekaniği çalışmalarına dayanacak bir tasarımda bu olasılıkların en azda tutulacağı açıktır. Kaya mekaniğinin önemi ekonomik olarak marjinal olan madenlerde daha da büyük olacaktır.

Son 15-20 senedir kaya mekaniği, gelişmesine paralel olarak, maden işletme yöntemlerinin seçimi ve tasarımında, ve madenlerde görülen stabilitesizlik probleminin çözümünde etkin rol almaya başlamıştır. Kaya mekaniği uygulamaları ve tasarımları ile madencilik bir sanat olmaktan çıkmaktadır. Bu uygulamalar ve gelişmeler, dünyada çıkan değişik literatürde yayınlandığı gibi her yıl birçok sempozyum ve konferanslarda tartışılmaktadır. Son yıllarda da bu bilgiler birçok değerli kitapta derlenmeye başlanmıştır (Hoek ve Brown, 1980; Brady ve Brown, 1985).

Burada şu soru aklımıza gelebilir: Acaba madencilikte her problemin kaya mekaniği ile çözülebilmesi aşamasına gelinebilmiş midir? Özellikle kaya ortamının süreksiz bir ortam olması, madenlerde problemin genellikle değişik biçimlerde üç boyutlu ortaya çıkması ve çoğu kez dinamik yapıda olması gibi nedenlerden daha hala yanıtlanması gerekli birçok problem vardır. Bu yazıda, madencilikte kaya mekaniğinin özellikle madenlerdeki

karmaşık problemleri çözmek için geliştirilmeye çalışılmakta olan nümerik yaklaşımlardan bahsedilecektir. Bu yöntemlerin eriştiği düzey verilmeye, birbirlerine karşı avantaj ve dezavantajları ile gidilmek istenen yön açıklanmaya çalışılacaktır.

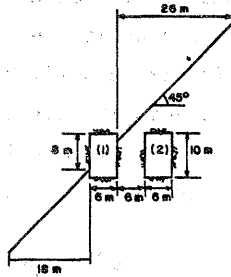
2. KAYA MEKANİĞİNDE NÜMERİK METODLAR VE MADENCİLİK UYGULAMALARI

Nümerik metodlar analitik yollarla çözülemeyen gerçek problemlere yaklaşık çözümler getirir. Teorik yaklaşımlarla basit iki boyutlu bir kazı geometrisi, örneğin bir eliptik açıklık için bile açıklık etrafındaki gerilme ve deplasman dağılımları oldukça karmaşık ifadelerdir. Daha kompleks açıklık geometrileri, teoride varsayıldığının aksine kaya kütle- sinin homojen olmaması, ve ortamın kurucu davranışının lineer olmaması gibi durumlar genellikle tasarım problemlerinde nümerik metodların kullanılmasına yol açan nedenlerdir.

Nümerik bir analizin yürütülmesinde gerekli olan basamaklar genel olarak aşağıdaki şekilde özetlenebilir:

(i) Problemin Tanımlanması:

Bu ilk aşamada problemin ne olduğunun belirlenmesi gerekir. Örneğin, Şekil 1'de (Crouch ve Starfield, 1983) görülen iki galeri arasında bırakılacak topukta ve galeriler etrafındaki gerilme ve deplasman dağılımları üzerinde fay hattının etkisinin belirlenmesi şeklinde problemin genel bir tanımlanması bu aşamada yapılmalıdır.



Şekil 1. Faya yakın iki galeri

(ii) Probleme Uygun Nümerik Modelleme Tekniğinin Seçimi:

Burada en az fiatla ve en az zaman harcamayla problemi çözebilecek nümerik modelleme tekniğinin belirlenmesi yapılır. Örnek problemdeki

galeriler için sınır eleman, fay hattı için deplasman süreksizlik metodu kullanarak yaklaşım yapabilen bir endirekt sınır integral bilgisayar kodu ile bu amaca ulaşılabilir.

(iii) Kod Doğrulanması:

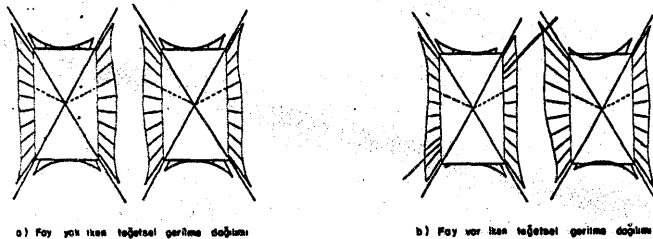
Burada elde bulunan yada hazırlanan bilgisayar kodunun özel bir problem için uygun bir tolerans sınırı içinde ürettiği çözümün aynı problemin bilinen diğer bir çözümüyle uyumunun gösterilmesi gerekir. Örneğin, lineer elastik teoriden bilinen dairesel kesitli tünel etrafındaki gerilme ve deplasmanları veren basit çözüm nümerik kodun aynı problem için verdiği çözümle karşılaştırılabilir. Çoğunlukla önemsenmeyen kod doğrulanması (kontrol) aşaması kullanıcıyı kodla yakınlaştırmayı ve kodun ne derece doğru bir yaklaşım sağlayacağını anlaşılmaya çalışmaktan önemli olan bir aşamadır (Brady ve St. John, 1982).

(iv) Model Giriş Verilerinin Toplanması:

Giriş verileri için problem geometrisi, jeoloji, kaya özellikleri, arazi gerilmeleri, kazı sırası, tahkimat özellikleri gibi bilgiler gerekecektir. Bu tip bilgiler için sondajlar, gözlemler, yer karakterizasyon çalışmaları, laboratuvar deneyleri gibi kaynaklar kullanılabilir.

(v) Tasarım Analizi:

Sonuçlar alındıktan sonra, tasarım mühendisi bu sonuçları ve en önemlisi kendi yapısal analiz temelini ve tecrübelerini kullanarak problemin çözümüne gidebilir. İlk aşamadaki örnek problemin çözümü olan gerilme dağılımları Şekil 2a'da faysız ve Şekil 2b'de faylı durum için verilmiştir. Fay olduğunda sağdaki açıklık için tavan ve taban teğet gerilmelerinin çekme gerilmesi halini aldığı gözlenmektedir. Aynı zamanda bu açıklığın yan duvarlarındaki teğet basma gerilmelerinin 15% civarında



Şekil 2. Fayın galeriler etrafındaki gerilme dağılımına etkisi

arttığı görülmektedir. Duruma göre tasarım mühendisi fay esneklik (stiffness) parametrelerinde, açıklıkların geometrilerinde topuk boyutlarında değişiklikler yaparak problemi tekrar çalışabilir.

Burada yapılan yorumlarda gerilmelerin mutlak büyüklerinin fazla bir önemi yoktur. Önemli olan, çeşitli problem parametreleri değiştirildiğinde gerilmelerin çekme veya basma olarak değişmeleri ve gerilmelerde ne oranda artma ve azalmaların olduğunun belirlenmesi şeklinde yapılan niteliksel değerlendirmelerdir. Görüldüğü gibi, genelde nümerik metodlar tasarım probleminin direk çözümünü vermemekte, ancak problemin çalışılmasında ve çözüme gidilmesinde tasarım rehberi olarak kullanılmaktadırlar.

2.1. Nümerik Metodlar

Kaya mekaniğindeki birçok problem sınır değer problemleri olarak matematik modellere indirgenebilir. Burada ilgilenilen problem bölgesinin belirli bir sınırı vardır. Sınır içindeki bölgede bir takım kısmi difransiyel denklemleri probleme hükmeder. Problemin çözümü kısmi difransiyel denklemlerinin sınırdaki gerilme ve/veya deplasman şartlarının sınırlandırılmalarına maruz bırakılarak çözülmesini gerektirir. Çözüm sonucunda hükmeden difransiyel denklemleri ve sınır şartlarını sağlayan sınır üzerinde ve ilgilenilen bölge içindeki gerilme ve deplasmanlar bulunur. Bu problemlere belirli bir takım problemler dışında analitik çözüm bulunması olanaksızdır.

Bu bölümde difransiyel denklemlere veya sınır şartlarına yaklaşımlar yaparak çözüme giden, Tablo 1'de sunulan nümerik metodlar tartışılacaktır.

Tablo 1. Kaya Mekaniğinde Nümerik Metodlar

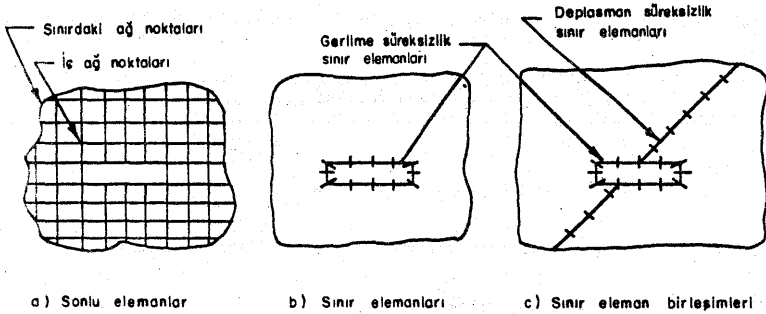
<u>Süreklilik</u>		<u>Süreksizlik</u>
<u>Difransiyel</u>	<u>İntegral</u>	
Sonlu Farklılık (Finite difference)	Sınır Eleman (Boundary element)	Ayrı eleman (Distinct Element)
Sonlu eleman (Finite element)	Sınır İntegral (Boundary Integral)	
	Deplasman Süreksizlik (Displacement Discontinuity)	
	<u>Birleşik (Hybrid)</u>	
	Birleşik Sınır Eleman-Sonlu Eleman	
	Birleşik Ayrı Eleman-Sınır Eleman	

2.1.1. Difransiyel Metodlar

Bu metodlar uzun zamandan beri kullanıldığından ve literatürde (Cundall, 1976; Zienkiewicz, 1977) detaylı olarak kolaylıkla bulunabileceklerin kısaca sunulacaklardır.

Difransiyel metodlarda Şekil 3a'da görüldüğü gibi problem bölgesi bir takım elemanlara bölünür. Bu elemanlar birbirine düğüm noktalarında bağlıdır. Sonlu farklılık metodunda hükmeden denklemler (difransiyel denge denklemleri, birim deformasyon-deplasman ilişkileri, gerilme-birim deformasyon ilişkileri) direk olarak yaklaşım yapılarak çözüme varılır. Sonlu eleman metodunda ise elemanların birbirine bağlandığı noktalardaki deplasmanlara yaklaşım yapılır. Çözüm sırasında deplasmanların ve elemanlar arasındaki gerilmelerin sürekliliğinden yararlanılır. Bağlantı noktalarında birim deformasyonlar ve deplasmanlar arasındaki ilişkiler kurulur, ve gerilme denge denklemlerini sağlayan gerilmeler ile birim deformasyon ilişkileri kullanılarak elemanlardaki gerilmeler bulunur. Böylece bütün elemanların birleştirilmesiyle orijinal sürekliliğe sonlu eleman yaklaşımı tamamlanmış olur.

Difransiyel metodlarda bütün bölge elemanlara bölündüğü için lineer ve homojen olmayan materyal davranış bölgeleri kolaylıkla modele yerleştirilebilir. Aynı şekilde difransiyel metodların yaklaşımlarının zaman-basamak iterasyonlarının yürütülmesine uygun olmasından dolayı zamana bağlı problemler rahatlıkla çalışılabilir.



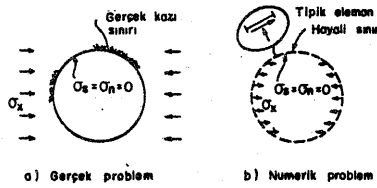
Şekil 3. Sonlu eleman ve sınır eleman tanımlamaları

2.1.2. İntegral Metodlar

Bu metodlarda deplasman ve gerilme vektörü yaklaşımları sadece sınır üzerinde yapılır ve Şekil 3b'de görüldüğü gibi sadece problem sınırı tanımlanarak elemanlara bölünür. Bu durum da, çözülmesi gereken

denklem sistemlerinin küçülmesiyle, difransiyel metodlarla karşılaştırıldığında büyük hesapsal verimlilikler sağlar (Brebbia, 1978; Crouch ve Starfield, 1983).

Sınır eleman metodunda (Brady ve Bray, 1977; Brady, 1978; Brady ve Bray, 1978) gerçek problem, örneğin Şekil 4a'daki yeraltı tüneli, gerçek kazı sınırına tekabül eden Şekil 4b'deki hayali bir kazı yüzeyi içeren problemle yer değiştirir. Bu hayali yüzey, üzerinde normal ve makaslama kuvvetlerinin etki ettiği bir seri bölmelere (elemanlara) ayrılır. Gerçek problemdeki kazı yüzeyi serbest yüzey olduğundan, problemin çözülebilmesi için bölmeler üzerine etki ettirilen bu kuvvetler hayali kuvvetlerdir. Elastik teoriden, sonsuz bir elastik bölge içinde bu tür kuvvetler etki ettiğinde ortaya çıkan gerilme dağılımı bilinmektedir. Böylece bir bölme üzerindeki kuvvetlerin sınır boyunca bütün bölmeler üzerindeki etkilerini belirleyen etki fonksiyonlarının türetilmesi mümkündür. Etki fonksiyonları kullanılarak esas problemin sınır şartlarını sağlaması gereken, ve sayıları seçilen eleman sayısına bağlı olan denklem sistemleri kurulabilir. Kurulan bu denklem sistemleri hayali sınır üzerindeki kuvvet dağılımını bulmak için çözülebilir. Kuvvet dağılımıda, denklem sistemleri sınır şartlarını sağlayacak şekilde kurulup çözüldüğünden, orijinal problemin ürettiği gerilme dağılımının aynısını verir. Daha sonra bu kuvvetler, sınırdan içeride koordinatları belli herhangi bir noktadaki gerilme ve deplasmanları bulmak için de kullanılabilir. Bu durumda sadece noktanın koordinatlarına bağlı olarak etki katsayıları değişecektir.



Şekil. 4 Sınır eleman metodu yaklaşımı

Direk sınır integral metodu, elastik teorideki ters çevirme teoremi kullanıldığından hayali kuvvetlere gerek olmaması dışında sınır eleman metoduna benzerdir. Burada hesaplamalar sınır şartı olarak verilen gerçek kuvvet ve deplasmanların direk kullanımlarıyla yürütülür. Bu metodun sınır eleman metodu üzerindeki avantajı homojen olmayan ve lineer olmayan materyal davranışlarının probleme katılabilmeleridir.

Diğer bir integral metod olan deplasman süreksizlik metodu (Crouch, 1976; Crawford ve Curran, 1983) sınır eleman metoduna çok benzer. Burada yine orijinal sınırın hayali bir yüzeyle yer değiştirme durumu vardır. Hayali yüzey bu defa, hayali kuvvetlerin etki ettiği bölmeler yerine, deplasman süreksizliklerinden oluşan bölmelere ayrılır. Süreksizliklerin yüzeyleri arasındaki kapanma ve makaslama deplasmanları bilinmeyenlerdir. Deplasman süreksizliklerinin miktarını hayali yüzey boyunca etki eden gerilmelere bağlayan etki fonksiyonlar deoriden türetilip orijinal sınır şartlarını sağlayacak şekilde kurulan denklem sistemleri çözüldüğünde bilinmeyen hayali deplasmanlar bulunabilir. Daha sonra bu deplasman süreksizlik değerleri herhangi bir noktada gerilme ve deplasmanların bulunmasında kullanılabilir.

Problem yüzey sınır şartı yerine, bir fay veya eklem üzerinde olduğu gibi, iki yüzey arasında etkileşim şeklindeki bir sınır şartı içeriyorsa deplasmanların burada gerçek fiziksel önemleri vardır. Böyle bir durumda kullanılan deplasmanlar karşıt yüzeyler arasındaki göreceli hareketi ifade ederler. Bunun için deplasman süreksizlik metodu kaya kütleesindeki gerçek süreksizlikleri temsil etmekte kullanılabilir. Aynı düşüncenin devamı olarak, kömür damarları gibi ince damar halindeki maden yataklarının alınması damarın kazılan veya bırakılan kısımlarına tekabül eden sınır şartlarıyla birlikte bir seri deplasman süreksizlikleriyle modellenenebilir.

2.1.3. Ayrı Eleman Metodu (Distinct Element Metodu)

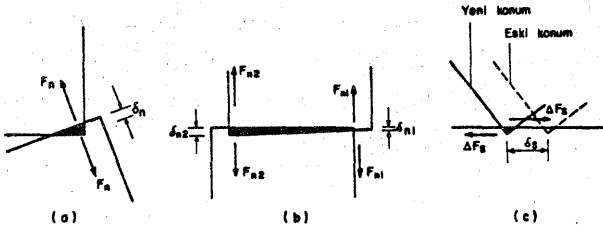
Sınır eleman ve sonlu eleman metodlarında fay ve eklemler gibi süreksizlikleri içerecek şekilde değişiklikler yapılabilmesine rağmen bu metodların temelde yararlandığı analitik prensiplerden dolayı deplasmanlar elastik limitler çerçevesinde küçük olarak kalmaktadır. Fakat, bazı yerlerde bir maden kazısı çerçevesindeki kaya kütlelerinin performansı süreksizlikler ve bunların özellikleri tarafından kontrol edilir. Bunun nedeni süreksizliklerin esnekliklerinin (stiffness) sağlam kayaya oranla çok düşük olmasıdır. Bu durumda süreksizliklerin kesişmeleriyle meydana gelen blokların elastisiteleri ihmal edilebilir. Blokların rijid bir davranış göstereceği, ve dolayısıyla blok deplasmanlarının süreksizlikler boyunca ve makaslama deplasmanları ve bunu takip eden dönme ve kaymalar şeklinde olacağı kabul edilebilir.

Aynı eleman yaklaşımında (Cundall, 1971; Cundal 1976), kaya blokları arasındaki etkileşimi belirten bir kuvvet-deplasman kanunu,

ve dengesi bozulan kuvvetlerin dengeye varmak için başlattığı blok deplasmanlarını tayin eden bir hareket kanunu temeli oluşturulur.

Blokların meydana getirdiği sistemin deformabilitesinin eklemlerin deformabilitesinden oluştuğu kabul edilerek, bloklar arasındaki normal ve makaslama temas kuvvetleri kuvvet-deplasman kanunları ile verilebilir. Şekil 5a (Brady ve Brown, 1985) da blokların temasından oluşan normal kuvveti tanımlamak için sınırlarında δ_n kadar bir iç içe girme miktarı varsayılarak normal temas kuvveti

$$F_n = K_n \cdot \delta_n \quad (1)$$



Şekil 5. Ayrı eleman metodunda bloklar arasındaki normal ve makaslama kuvvetleri etkileşimleri

lineer kuvvet-deplasman kanunu ile verilebilir. Burada K_n eklem normal esnekliğini ifade eder. İki bloğun yüzleri Şekil 5b'deki gibi paralele yakın bir şekilde bir araya geldiğinde bloklar arası etkileşimin iki temas noktasında olacağı varsayılır. Bu iki temas noktasının herbirinde (1) deki ifade temas kuvvetini tanımlamaktadır.

Herhangi bir aşamada makaslama temas kuvveti temasın önceden maruz kaldığı deformasyon patikasına bağlıdır. Bloğun aşama aşama yenilenen makaslama deplasmanlarının hesaplanması gerekir, ve ancak bunlar kullanılarak iki blok arasında etki eden makaslama kuvvetleri her bir artım aralığı için hesaplanabilir. Şekil 5c'de görüldüğü gibi makaslama deplasmanının δ_s gibi bir artışı için makaslama kuvvetinin ΔF_s artması

$$\Delta F_s = K_s \cdot \delta_s \quad (2)$$

şeklindeki lineer ifadeyle verilir. Burada K_s eklem makaslama esnekliğidir.

(1) ve (2) deki deformasyon bağıntıları geri kazanılabilen olayları belirlediğinden elastiktir. Bazı durumlarda, Örneğin blokların ayrışması sonucu normal ve makaslama kuvvetlerinin yok olması veya hesaplanan makaslama kuvvetinin kayma direncini ($F_s = F_n \tan \phi$, $\phi =$ iç sürtünme açısı) aşırıp $F_n \tan \phi$ limit değerini alması gibi durumlarda (1) ve (2) deki ilişkiler geçerli olmayacaktır. Bu tip durumlarda nümerik hesaplama sırasında normal ve makaslama deplasmanındaki her bir artıştan sonra toplam makaslama kuvveti değerlendirilmelidir. Eğer bu kuvvet limit sürtünme direncinden az ise eklemlerdeki elastik deformabilite durumu yeniden kurulmuş demektir.

Eşitlik (1) ve (2) deki kuvvetler birleştirilip her bir blok için bir moment ve bileşke kuvvet bulunabilir. Bundan sonra Newton'un hareket kanunu kullanılarak blok ağırlık merkezinin yer değiştirme ve bloğun ağırlık merkezi etrafında dönmesi bulunabilir. Örneğin x yönünde:

$$\ddot{u}_x = F_x/m \quad (3)$$

Burada $\ddot{u}_x$ bloğunun ağırlık merkezinin x yönünde ivmesi, F_x , x yönündeki kuvvet bileşeni, ve m bloğun kütlesidir. Blok ağırlık merkezinin yer değiştirmesi (3) ifadesi nümerik olarak integre edilip bulunabilir. $\Delta t = t_1 - t_0$ gibi bir zaman artım aralığı kabul edilerek bloğun yer değiştirmesi bu aralıkta hesaplanabilir. Blok hızına ve yer değiştirmesine

$$\dot{u}_x(t_1) = \dot{u}_x(t_0) + \ddot{u}_x \Delta t \quad (4)$$

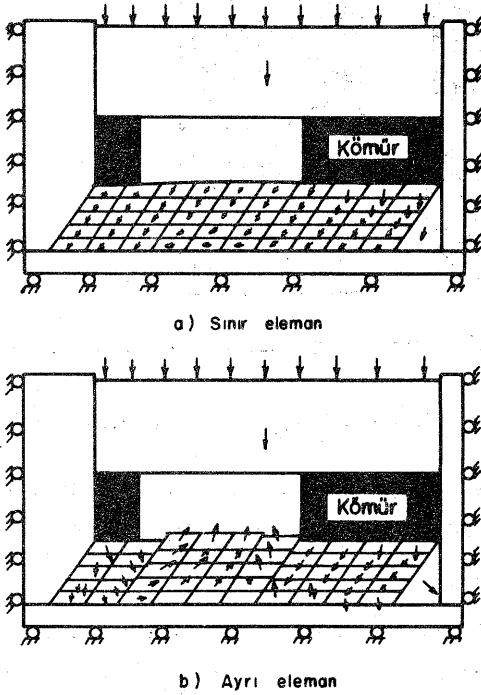
$$u_x(t_1) = u_x(t_0) + \dot{u}_x \Delta t \quad (5)$$

şeklinde yaklaşım yapılabilir. y yönündeki yer değiştirme ve blok dönmesi için benzeri ifadeler kurulabilir.

Hasaplamalar sırasında zaman-basamak iterasyonu tarafından kontrol edilen bir seri deplasman artışlarıyla blokların hareketleri takip edilir. Blok yığınının denge durumuna varması için sayısı binlere varan zaman-basamak iterasyonları gerekebilir.

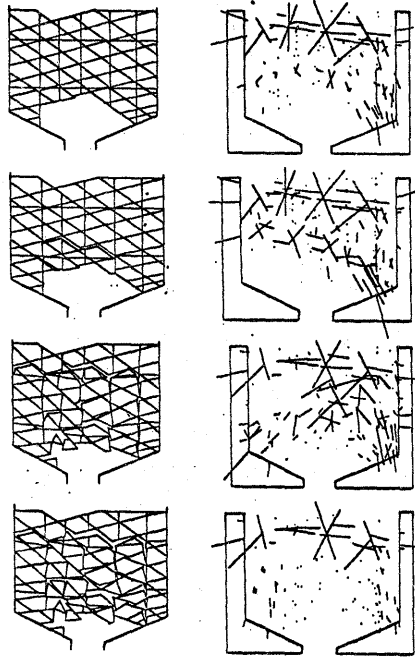
Ayrı eleman metodu süreksizliklerle bölünmüş kayalarda düşey çatlak ilerlemesi, taban kabarma problemleri, bloklu tavan yenilmeleri, göçme ve göçük oturmaları ve sıkışmaları, yüzey tasmanları gibi problemlerde başarıyla uygulanabilir.

Şekil 6'da ayrı eleman metodunun sonuçlarının sonlu eleman metoduyla karşılaştırılmasını gösteren, eklemelerle bölünmüş bir tabanın kabarması olayının modellenmesi görülmektedir (Kripakov, 1986). Ayrı eleman analizi sonucunda, eklemeler arası kaymalarda göz önüne alındığından, taban hareketinin gerçeğe daha yakın büyük deplasmanlar verecek şekilde modellendirildiği görülmektedir. Bu tip büyük taban hareketlerinin sonlu eleman süreklilik modeliyle gerçeğe yakın olarak canlandırılmadığı ortadadır.



Şekil.6 Taban kabarmasının modellenmesi

Ayrı eleman metodunun madencilik uygulamalarına ikinci bir örnek, (Voegelé ve diğerleri, 1978), Şekil 7'de verilmektedir. Burada bir blok göçertme maden metodunun simülasyonu ve sabit sınırlar arasında göçen bir kaya kütlelerinde kemer oluşumu görülmektedir. Bu şekilde göçme sırasındaki değişik aşamalarda blokların durumları ve bloklar arası temas kuvveti vektörleri belirtilmiştir. Bloklar arası temas kuvvetlerinin yüksek olduğu yerlerde iki ayrı kemer oluşmaktadır. Yukarıdaki kemer daha kuvvetli olduğundan daha fazla asılı kalır, ancak sonunda sabit sınırlar boyunca kayma dolayısıyla düşer.



Şekil 7. Blok göçertmenin ayrı eleman metodu ile modellenmesi

2.1.2. Nümerik Metodların Karşılaştırılması ve Birleşik Metodlar

Problem formüllemesindeki farklılıklarından dolayı değişik nümerik metodların temelde ve uygulamada birbirleri üzerinde bir takım avantaj ve dezavantajları vardır.

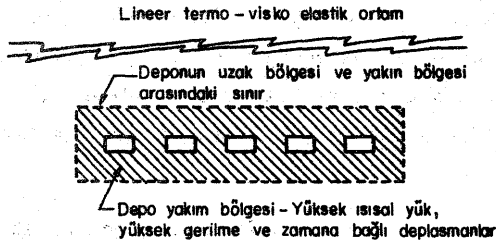
Difransiyel metodlarda problem bölgesinin dış sınırı keyfi olarak belirlenir. İlgilenilen bölgenin tümü içinde bölünme hataları olur. Bütün bölge elemanlara bölündüğü için çözülmesi gereken denklem sistemleri büyüdüğünden hesapsal basitlik ve verimlilik integral metodlara oranla düşüktür. Buna karşılık bu metodlar daha uzun zamandan beri kullanımda olduklarından tecrübe ve bilgi birikimi fazladır. Lineer olmayan ve homojen olmayan kompleks materyal davranışları kolaylıkla modelin içine yerleştirilebilir. Zamana bağlı davranış çok az bir gayretle modele katılabilir.

Integral metodlarda sadece problem sınırı tanımlanıp elemanlara bölündüğünden bölünme hataları sadece sınırdan kalır. Sınırdan uzak durumlar doğru olarak modellenir. Sınırı çevreleyen ortamın tamamı içinde gerilme ve deplasmanlar tam sürekli olarak değişir. Çözülen denklem sistemleri difransiyel metodlara nazaran az olduğundan hesapsal verimlilik fazladır. Ancak, integral metodlar lineer ve homojen materyal

Özellikleri için uygun metodlardır. Direk sınır integral metodunda kompleks materyal davranışları ve zamana bağlılığı katmak mümkün olmasına rağmen (Crawford ve Curran, 1983), bu durumlarda integral metodunun basitliği ve verimliliği ortadan kalkar.

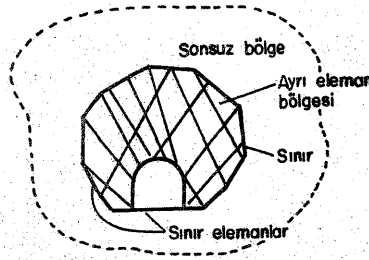
Farklı metodların birbirleri üzerinde çeşitli avantaj ve dezavantajları göz önüne alınarak son yıllarda bunları uygun bir şekilde birleştiren birleşik metodların geliştirilmesine ağırlık verilmektedir (Brady ve Wassyng, 1981). Örnek olarak, sınır eleman metodu sürekli kayalar için basit ve verimli olarak çalıştığından kazı uzağındaki kaya sınır eleman metoduyla, kazının hemen civarındaki kompleks materyal davranışı gösteren kaya kütlesi ise sonlu eleman metoduyla modellenenir.

Şekil 8'de tuz içinde yapılacak bir nükleer artık deponunun tasarımı ortaya çıkan problem görülmektedir. Deponun yakın çevresi lineer olmayan zamana bağlı davranış gösterebileceğinden sonlu eleman metoduyla modellenenir. Diğer taraftan deponun uzağındaki lineer termovisko elastik ortamın basit ve hesapsal açıdan verimli bir şekilde sınır eleman metoduyla modellenmesi uygundur. İki bölgenin birleştirilmesi ise sınır boyunca gerilme, deplasman, sıcaklık ve sıcaklık akımı gibi değerlerin sürekli olması gerektiği göz önüne alınarak gerçekleştirilir (Brady ve St.John, 1982).



Şekil 8. Tuz kayası içindeki nükleer artık deponunun nümerik incelenmesinde kavramsal yaklaşım

Metodlar arası birleştirilmelere diğer bir örnek birleşik ayrı eleman-sınır eleman metodudur (Lorig ve Brady, 1984; Lorig ve diğerleri, 1986). Bu birleşik metoda bir örnek Şekil 9'da sunulmaktadır. Böyle bir birleştirmeden elde edilen avantajlar:



Şekil 9. Birleşik ayrı eleman-sınır eleman modellemesine bir örnek.

(i) Sadece ayrı eleman kullanımında olduğu gibi bloklu bölgenin dış sınırının keyfi yerleştirilmesi ve tanımlanmasının önlenmesi;

(ii) Uzaktaki elastik bölgenin sınır eleman yaklaşımı ile daha geçerli bir şekilde temsil edilebilmesi;

(iii) Sadece kazının yakın çevresi ayrı eleman bloklarıyla modellendiğinden kompleks kurucu davranış bu bölgeye sıkıştırılarak, kazı uzağında sınır eleman yaklaşımının verdiği basitlik ve büyük hesapsal veriliğin sağlanabilmesi.

3. SONUÇ

Burada özetlenen nümerik metodlara verilen örnek problemler iki boyutlu yaklaşımlarla çözülmüştür. Tavanda süreksizlikler tarafından oluşturulan kamaların kayma durumlarının incelenmesi gibi problemlerde üçüncü boyutun önemi büyük olabileceğinden, bundan sonraki araştırma çalışmalarında bilhassa sınır integral ve ayrı eleman gibi madencilik uygulamalarına daha yatkın metodlarda bu konuda gelişmeler beklenmektedir.

Gözenek suyu basıncı ve süreksizlikler boyunca su akımı gibi gerilme dağılımlarını ve duraylılığı etkileyecek faktörlerin de sınır integral ve ayrı eleman metodlarında yer alması nümerik metodların madencilikte uygulama alanlarını arttırabilecek ve problemlere daha gerçekçi yaklaşımlar getirilmesini sağlayacaktır. Ayrıca, duraylılığın bozulmasıyla kayada gelişen yenilmenin takip edilebilmesi ve buna bağlı gerilme-deplasman dağılımlarının değişiminin incelenmesi için çatlak mekanığı prensiplerinden yararlanılarak kurulan çatlak elemanlarının da modellere katılması önemli bir gelişme olacaktır.

KAYNAKLAR

BRADY, B.H.G., BRAY, J.W., 1977: The boundary element method for elastic analysis of tabular orebody extraction, assuming complete plane strain, Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Cilt 14, s. 29-37.

BRADY, B.H.G., 1978: A boundary element method for three-dimensional elastic analysis of tabular orebody extraction, 19th U.S. Symp. on Rock Mechanics, Stateline, Nevada.

BRADY, B.H.G., BRAY, J.W., 1978: The boundary element method for determining stresses and displacements around long openings in a triaxial stress field, Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Cilt 15, s. 21-28.

BRADY, B.H.G., WASSYNG, A., 1981: A coupled finite element boundary element method of stress analysis, Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Cilt 18, s. 475-485.

BRADY, B.H.G., St. JOHN, C.M., 1982: The role and credibility of computational methods in engineering rock mechanics, 23rd. U.S. Symp. on Rock Mechanics, Berkeley, California, s. 571-586.

BRADY, B.H.G., BROWN, E.T., 1985: Rock mechanics for underground mining, Allen and Unwin, London, 527 s.

BREBBIA, C.A., 1978: The boundary element method for engineers, John Wiley and Sons, Inc., New York, 189 s.

CRAWFORD, A.M., CURRAN, J.H., 1983: A displacement discontinuity approach to modelling the creep behaviour of rock and its discontinuities, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomech., Cilt 7, s. 245-268.

CROUCH, S.L., 1976: Solutions of plane elasticity problems by the displacement discontinuity method, Int. J. Numerical Methods Eng., Cilt 10, s. 301-343.

CROUCH, S.L., STARFIELD, A.M., 1983: Boundary element methods in solid mechanics, Allen and Unwin London, 321 s.

CUNDALL, P.A., 1971: A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems, Proc. Int. Symp. on Rock Fracture, Nancy, paper II-8.

CUNDALL, P.A., 1976: Explicit finite difference methods in geomechanics, 2nd Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., Blacksburg, Virginia.

HOEK, E., BROWN, E.T., 1980: Underground excavations in rock, IMM, London, 527 s.

KRIPAKOV, N.P. 1986: Numerical modelling in mine structure design, Proc. Int. Symp. on Underground Mining Methods and Technology, Nottingham, U.K., Eylül 8-12, 15s.

LORIG, L.J., BRADY, B.G.H., 1984: A hybrid computational scheme for excavation support design in jointed rock media, ISRM Symp. Design and Performance of Underground Excavations, Cambridge, U.K., s. 105-112.

LORIG, L.J. ve diğerleri, 1986: A hybrid distinct element-boundary element analysis of jointed rock, Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., Cilt 23, s. 303-312.

VOELGOLE, M.ve diğerleri, 1978: Analysis of tunnel support loads using a large displacement distinct blok model, storage in Excavated Rock Caverns, Pergamon, Oxford, Cilt 2, s.247-252.

ZIENKIEWICZ, O.C., 1977: The finite element method, McGraw Hill, London.

BASINÇLI SU YARDIMIYLA MEKANİK KAYA KESME
Mechanical Rock Cutting With High Pressure Water Jets

Levent TUTLUOĞLU*

ÖZET

Indiana kireçtaşında kuru ve basınçlı su jetleri yardımıyla yapılan kesme deneyleri sonucunda, su jeti parametrelerinin kesme matkabı kuvvetlerinin azaltılmasına olan etkisi mukayeseli olarak araştırıldı. Su jetlerinin gücü kesicideki kuvvetlerin azaltılmasında en etkili faktör olarak bulundu. Bu güç belli birdeğerden sonra arttırıldığında kesici kuvvetlerde önemli bir azalma olmadığı görüldü. Optimum su jeti gücü kullanıldığında kesici kuvvetler kuru kesmedeki kuvvetlere oranla yüzde elli civarında düşük bulundu. Kuvvetlerdeki bu düşmenin kesici hızının arttırılmasıyla değişmediği gözlemlendi.

ABSTRACT

A series of dry and water jet assisted cutting experiments were conducted with a drag bit in Indiana Limestone. The relative influence of jet parameters in reducing the bit forces was investigated. Jet power was the most significant factor in reducing the bit forces. A threshold jet power level had to be exceeded to achieve optimum force reductions. If the jet power was increased beyond this threshold value no further reduction in bit forces was observed. When the optimum water jet power was used bit forces in water jet assisted cutting were about fifty percent lower than those in dry cutting. The influence of cutting speed on bit force reductions was not very significant.

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

1. GİRİŞ

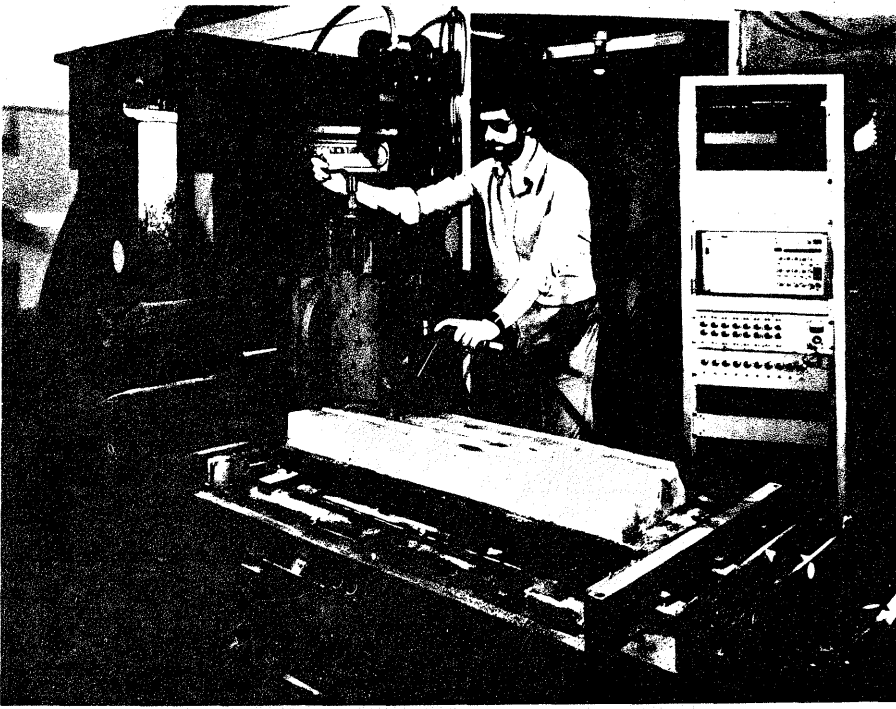
Kaya kesme matkaplarının uygun bir şekilde yönlendirilmiş orta basınçlarındaki (35 MPa) su jetleriyle birlikte kullanımın matkapların kaya kesme özelliklerini önemli ölçüde arttırdığı bilinmektedir (Hood, 1976; Ropchan ve diğerleri, 1980; Dubugnon, 1981; Tomlin, 1982; Tutluoğlu ve diğerleri., 1983). Yapılan araştırmalarda kesme işlemine su jetleri yardım ettiğinde kesme sırasında matkap üzerinde etki eden kuvvetlerin en az yüzde elli civarında azaldığı gözlenmiştir. Buna ilaveten su jetlerinin etkisiyle matkap sıcaklıklarının da düştüğü bulunmuştur. Böylece matkap aşınma ve kırılmalarında azalmalar olduğu gözlenmiştir (Tomlin, 1982). Su jetlerinin kesiciye yardımcı olarak kullanılmasıyla elde edilen diğer yararlar toz miktarlarının ve sürtünme kısılcımlarından oluşan yangınların azalmalarıdır.

Burada su jetleri yardımıyla kaya kesmede önemli olan faktörler deney sonuçlarına dayalı olarak incelenmektedir. Su jetleri yardımıyla kesme yapan makinaların başarılı olabilmesi için jet pozisyonu, hedef yüksekliği, jet basıncı, jet gücü, kesme hızı gibi faktörlerin iyi çalışılmış ve bunların optimum operasyon değerlerinin bulunmuş olması gerekir.

2. DENEY DÜZENECİ

Kaya kesme deneyleri için üzerinde bir takım bazı değişiklikler yapılan bir metal planya makinası kullanıldı (Şekil 1). Makina yatağı hidrolik olarak itilmekteydi ve 0,6x0,6x1,2 metre boyutlarındaki bir kaya bloğunu tutabilecek büyüklükteydi. Makinanın ana yatağına bağlanan 22 kN kapasiteli bir dinamometre üzerine kesme ucu sabitleştirildi (Şekil 2). Matkap-dinamometre birimi düşey olarak hareket ettirilerek kesme derinliği ayarlanmaktaydı. Bu birim aynı zamanda yatay yönde hareket ettirilerek birbirini takip eden kesmeler arasındaki mesafeler ayarlanabildi. Bundan sonra kaya bloğu matkabın altından hareket ettirilerek kaya yüzeyi üzerinde lineer bir kesme alınabiliyordu.

Kesme sırasında dinamometreden elde edilen kesme kuvveti, normal kuvvet, ve yanıl kuvvet sinyalleri amplife edilip dijital bir kaydedici içinde depolandı. Daha sonra bu sinyaller bilgisayarla analiz edilip ortalama kuvvetler bulundu.

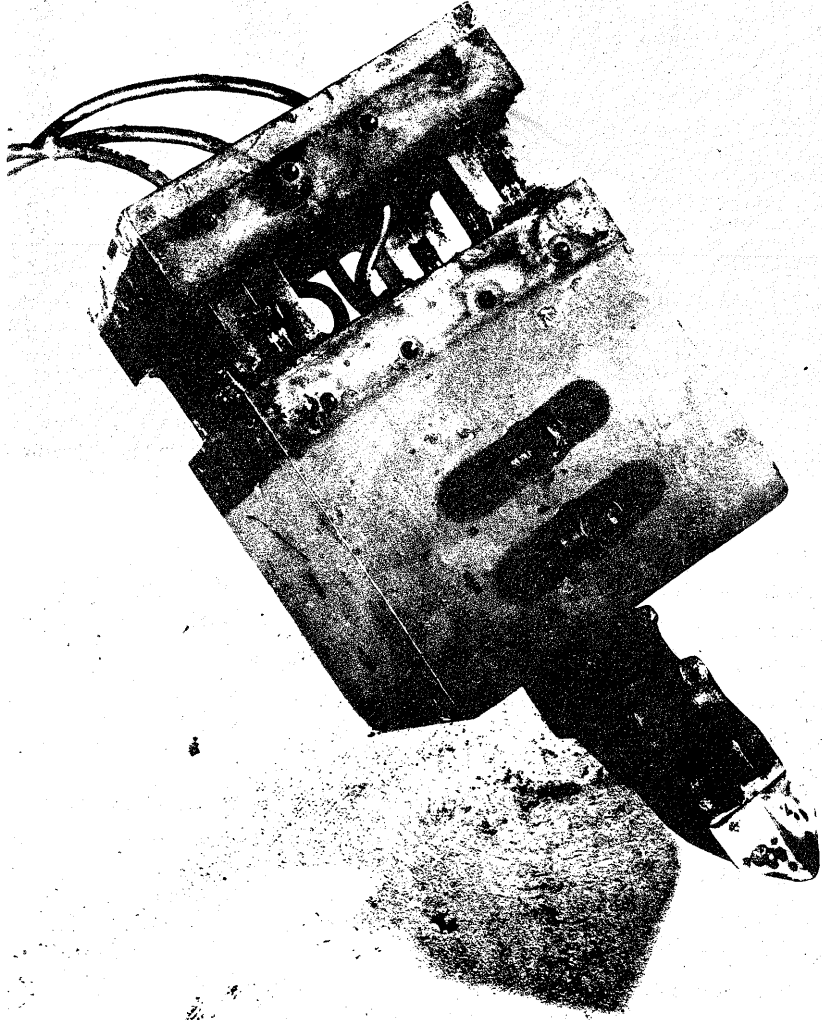


Şekil 1. Lineer Planya Makinası.

Kesme testlerinde mekanik özellikleri iyi bilinen (Tablo 1, Krech ve diğerleri, 1974), ve oldukça homojen yapısından dolayı araştırmacılar tarafından tercih edilen Indiana kireçtaşı kullanıldı. Bu kaya tipine uygun olarak deneylerde ucunda tungsten karbid ilavesi olan chisel tipi bir çekmeli (drag) matkap kullanıldı.

Tablo 1. Indiana Kireçtaşının Mekanik Özellikleri

Tek Eksenli Basma Dayanımı	41 MPa
Tek Eksenli Çekme Dayanımı	5 MPa
Basmada Elastik Modülü	20 GPa
Çekmede Elastik Modülü	31 GPa
Poisson Oranı	0,27
Yoğunluk	2,34 g/cm ³
Porosite	12,50 %
Geçirgenlik	8x10 ⁻⁶ cm/sn
Akustik Dalga Hızı	4 km/sn



Şekil 2. Dinamometre ve Keskin (Chisel) Çekmeli(Drag) Matkap

Matkaba yardım eden su jeti sistemi için 70 kW gücünde 1,8 l/sn (30 gpm) su akımını 70 MPa basınçta üretebilecek bir yüksek basınç pompası kullanıldı. Bu pompanın su gönderdiği Leach ve Walker (1966) tipi nozzle (meme) içinde 13° lik iç çeper yontmasını kısa düz bir paralel bölüm takip etmekteydi.

3. DENEY YÖNTEMİ

Kaya bloğu üzerinde her bir seri deney öncesi kesmenin yapıla-
cağı yüzey pürüzsüz ve temiz bir hale getirildi. Deneylerin çoğunda
kesme derinliği 15 mm olarak alındı.

Birinci seri deneylerde jet pozisyonu ve nozzle hedef mesafesi
gibi parametrelerin rolü araştırıldı. Burada Şekil 3'de görülen kesme
düzeni uygulandı. Önce rahatlatmasız 120 mm aralıklı birbirini etkile-
meyen kesmeler alındı. Daha sonra bunların aralarında yan kesmelerden
etkilenen çift taraftan rahatlatmalı 60 mm aralıklı kesmeler alındı.

İkinci seri deneylerde jet basıncı ve matkap hızı değiştirildi.
Burada testleri çabuklaştırmak ve verileri çoğaltmak için Şekil 4'te
görülen 50 mm aralıklı yan yana yapılan tek taraftan rahatlamalı kesme-
ler alındı.

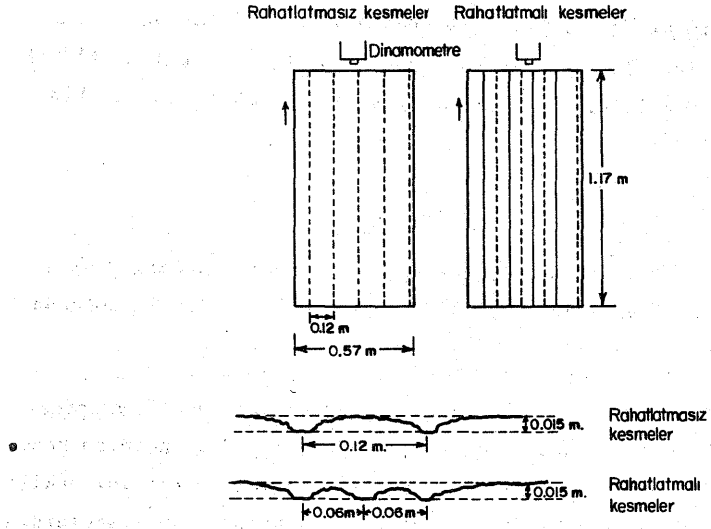
Kesme hızı için yapılan deneyler dışında 54 mm/sn lik bir kesme
hızı aşağıdaki bütün deneylerde sabit tutulmuştur.

4. SU JETLERİ YARDIMIYLA KAYA KESMEYİ ETKİLEYEN FAKTÖRLER

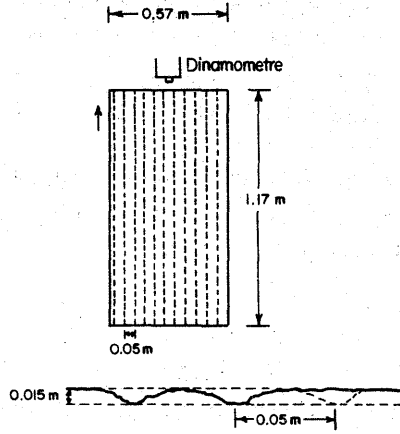
Burada verilecek deney sonuçlarında kuru ve su jetleri yardımıyla
alınan kesmelerdeki matkaba etki eden ortalama kesme kuvvetleri ($\bar{F}_c$)
mukayeseli olarak sunulmaktadır.

4.1. Jet Pozisyonu

Birinci test serisinde kuru kesme kuvvetleri onar deneyin sonucu
olarak rahatlatmasız kesmeler için $\bar{F}_{cd} = 4,0$ kN, rahatlatmalı kesmeler
için $\bar{F}_{cd} = 3,5$ kN olarak bulundu. Bu seride ilk deneyler Şekil 5a'da
gösterilen çift jetlerle Şekil 5b'deki tek jetin performansını karşı-
laştırabilmek için yapıldı. 35 MPa su basıncı 1 mm çaplı nozzle ile
uygulandı, ve hedef mesafesi 25 mm olarak alındı. Bulunan sonuçlar
kesme kuvvetindeki azalma yüzdesi olarak Şekil 6'da gösterilmektedir.
Tek jet için 7 kW olan güç, iki katına çıkıp, çift jet için 14 kW
olduğu halde kesme kuvvetinde tek jet düzenine göre bir avantaj sağlan-

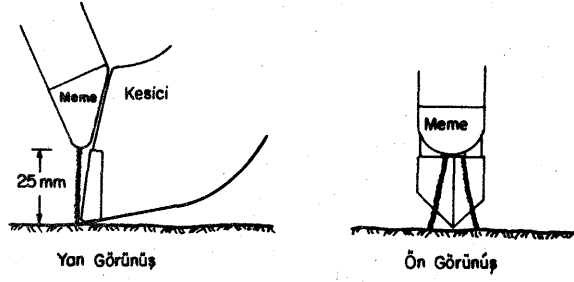


Şekil .3 Birinci seri deneyler için kullanılan kesme düzeni

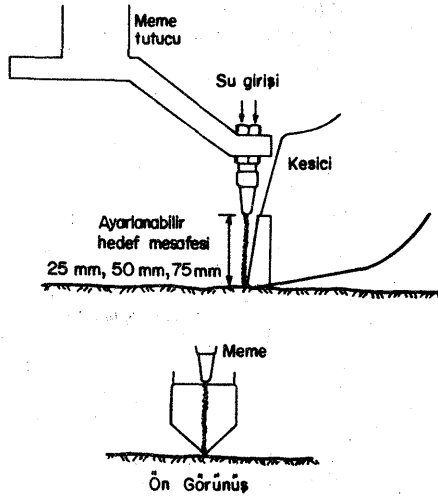


Şekil .4 İkinci seri deneyler için kullanılan tek taraftan rahatlatmalı kesmeler

(a)



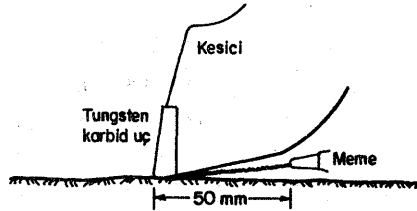
(b)

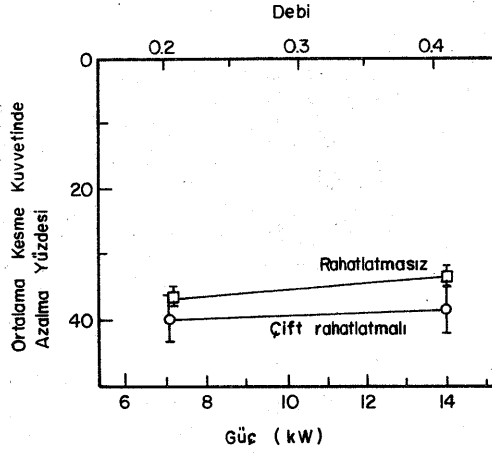


Şekil .5 Kullanılan su jeti düzenleri

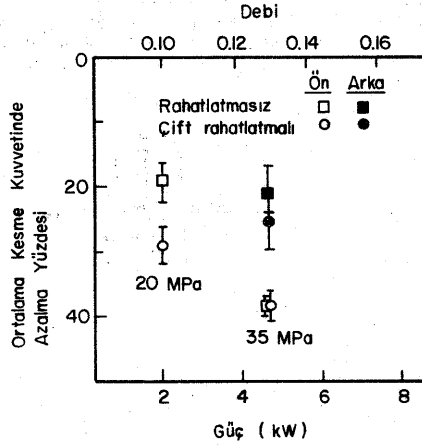
- a) Önde iki jet
- b) Önde tek jet
- c) Arkada tek jet

(c)





Şekil . 6 Tek jet (7 kW) ve iki jet (14 kW) düzenleriyle matkap kuvvetlerindeki azalmalar



Şekil . 7 Ön ve arkada tek jet düzeni ile rahatlatmalı ve rahatlatmasız kesmeler için kuvvet azalmaları

mamıştır. Her iki durumda da su-jet yardımcı kesmede matkap üzerindeki kesme kuvvetinde yüzde kırklık bir azalma olmuştur.

İkinci tip deneylerde, Şekil 5c'deki kesme aletinin arkasından su gönderen tek bir jet düzeniyle önden etki eden tek jet düzeninde kuvvetlerde elde edilen azalmalar karşılaştırıldı. Bu deneylerde 0.8mm çaplı bir nozzle kullanıldı. Arkadaki ve öndeki jetlere aynı 35 MPa basınç uygulandı, ayrıca basınç etkisinin ilk çalışması için öndeki jet için 20 MPa jet basıncıda kullanıldı. Bu deneylerde nozzle ile kaya yüzeyi mesafesi matkabın ortasındaki yer darlığından dolayı 50 mm'de tutuldu. Sonuçlar Şekil 7'de verilmektedir. Su jeti arkadan yardım ettiğinde matkabın kesme kuvvetinde yüzde yirmilik bir azalma oldu. Aynı basınçta önden yardım eden tek jet daha etkili oldu ve kuvvetlerde yüzde kırklık bir azalma gözlemlendi. Bu aradaki öndeki tek jet düzeninde su basıncı 20 MPa dan 35 MPa çıkarıldığında kesme kuvvetindeki düşmenin yüzde yirmiden yüzde kırka çıktığı görüldü. Bu yüzden azalmanın değişimini tam olarak gözleyebilmek için ilerideki kısımlarda tartışılacak basınç arttırmaları ile kesme kuvvetlerindeki değişimler incelendi.

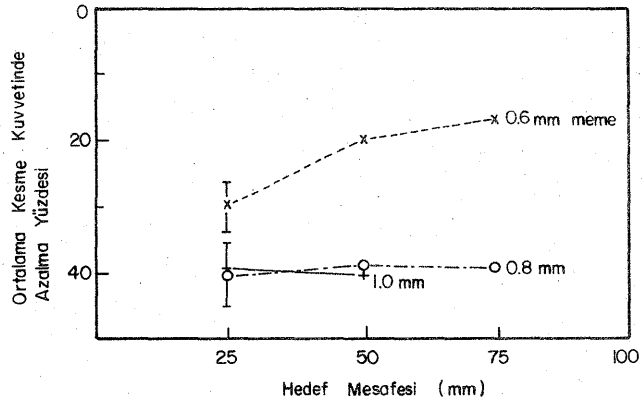
4.2. Hedef Mesafesi

Birinci seri deneylerin ikinci kısmında kesme aletinin önünde tek bir jet kullanıldı ve 25 mm, 50 mm, 75 mm şeklinde üç hedef mesafesi seviyesinde deneyler yapıldı. Bu deneylerde üç değişik 0,6 mm, 0,8 mm, 1,0 mm çapta nozzle kullanıldı.

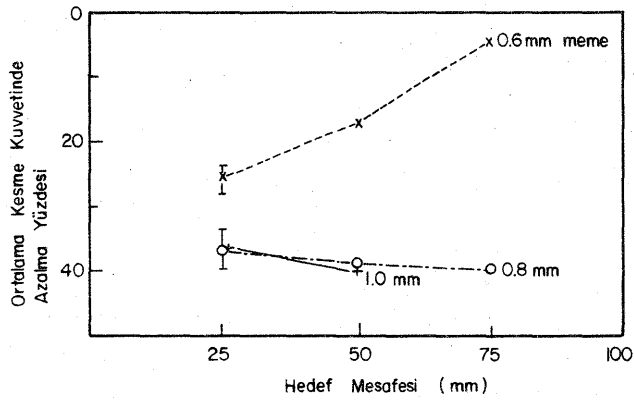
Deneylerin sonuçları çift taraf rahatlatmalı kesmeler için Şekil 8'de rahatlatmasız deneyler için Şekil 9'da verilmiştir. Rahatlatmalı ve rahatlatmasız deneylerin her ikisi için kesme kuvvetlerinde yüzde kırk kadar bir azalma olmaktadır. 0,8 mm ve 1,0 mm çaplı nozzle'lar için bu azalma miktarı hedef mesafesinin yükseltilmesinden etkilenmemiştir. Fakat 0,6 mm çaplı nozzle etkinliği hedef mesafesi ile kaybetmektedir. Görüldüğü gibi rahatlatmasız kesmelerde 75 mm hedef mesafesi için bu nozzle kesme kuvvetindeki azalma sadece yüzde beştir.

4.3. Jet Basıncı

0,6 mm, 0,8 mm, 1,0 mm çapındaki nozzle'lar ve matkap önünde tek jet düzeni kullanılarak 10,20,35,50, 70 MPa basınç seviyelerinde ikinci seri deneyler yapıldı. Bunlarda tek taraflı rahatlatma ile 50 mm aralıklı kesmeler alındı, Şekil 10'da bu sonuçlar üç nozzle için üç ayrı eğri ile sunulmaktadır.



Şekil. 8 35 MPa su basıncında çift rahatlatmalı kesmeler için hedef mesafesinin fonksiyonu olarak kuvvet azalmaları



Şekil. 9 35 MPa su basında rahatlatmasız kesmeler için hedef mesafesinin fonksiyonu olarak kuvvet azalmaları

Sonuçlardan kesme kuvvetindeki maksimum azalmanın yüzde elli civarında olduğu görülmektedir. Bu azalmayı 1,0 mm çaplı nozzle ile 35 MPa basınçta erişilebilmiştir. Kesme kuvvetlerinde en hızlı azalma basınç 10 ile 35 MPa civarındaki bir basınç değeri üzerinde yapılan basınç arttırmaları kuvvetleri azaltma açısından bir yarar sağlamaktadır. Diğer bir nokta, değişik çapta nozzle'lar, ve dolayısıyla değişik jet debileri için elde edilen bütün bu eğrilerin bir araya gelip gruplaşmış görünümüdür. Buda nozzle çapını arttırmanın kuvvetleri indirmede fazla yararlı olmayacağını göstermektedir.

4.4. Jet Gücü

Şekil 10'daki basınçlar cinsinden veri noktaları

$$W = \pi r^2 p \sqrt{2p/\delta} \quad (1)$$

W : güç

r : nozzle yarıçapı

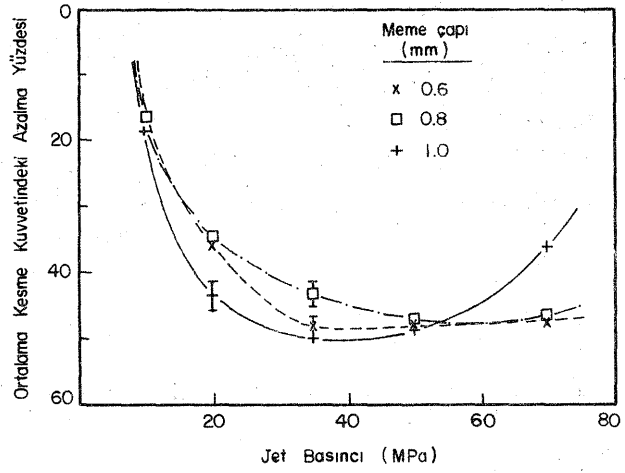
p : jet basıncı

δ : kütlelesel yoğunluk

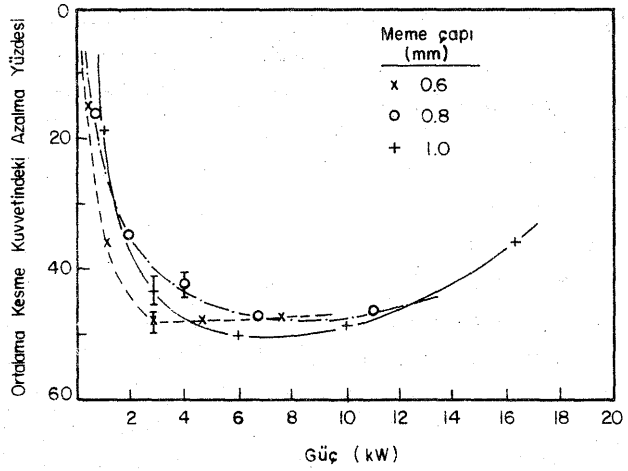
ifadesinden jet gücü hesaplanarak kesme kuvvetlerindeki azalmalar ve jet gücü cinsinden yeniden Şekil 11'de yerleştirilmişlerdir. Üç ayrı nozzle çapı için olan noktalar burada çok yakın şekilde biraraya gelmişlerdir, 3 kW civarındaki jet gücüne kadar jet gücü arttırıldığında kuvvetler süratli bir şekilde azalırlar. Bundan sonra jet gücü daha da arttırıldığında kuvvetlerde herhangi bir azalma görülmemektedir.

4.5. Kesme Hızı

Üçüncü seri deneylerde ikinci serideki 50 mm'lik tek taraf rahatlamalı kesmeler kullanılarak matkap kesme hızı değiştirildi. 54 mm/sn kesme hızındaki sonuçlara 108 mm/sn ve 216 mm/sn kesme hızlarındaki sonuçlarda ilave edilerek, kesme hızı değiştiğinde yavaş hızla aynı basınç seviyelerinde elde edilen kuvvetlerdeki değişimler incelendi.



Şekil . 10 Tek taraf rahatlatmalı kesmeler için uç meme çapında jet basıncının fonksiyonu olarak kuvvet azalmaları



Şekil . 11 Jet gücünün fonksiyonu olarak kuvvet azalmaları

Şekil 12'de yüksek hız 216 mm/sn için, üç değişik nozzle ile 10, 20, 35, 50, 70 MPa basınçlarına karşı gelen noktalar verilmiştir. Kesme hızının yaklaşık dört kat arttırıldığı bu durumda, kuvvetlerdeki azalma jet gücü ilişkisi yavaş hızdakine benzer bir davranış göstermektedir. Kuvvetlerde elde edilen azalmalar hemen hemen yavaş hızdakilerle aynıdır.

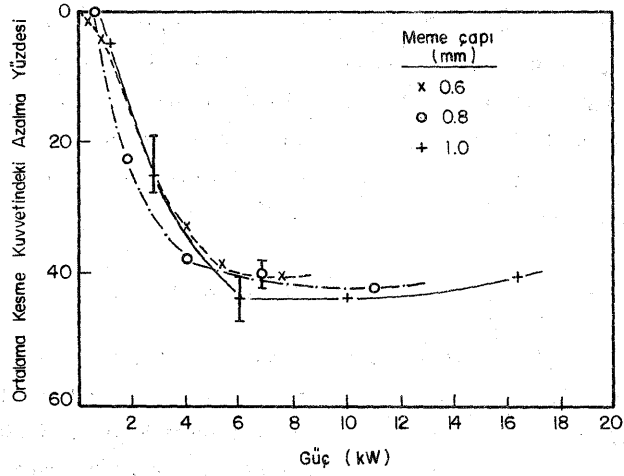
5. SU JETLERİ YARDIMIYLA KESMENİN ENERJİ VERİMLİLİĞİ

Şekil 13'de 0,8 mm nozzle için yavaş, orta ve yüksek hız kuvvet değerlerine karşılık jet gücü grafiği yer almaktadır. Görüldüğü gibi eğrilerde 3 kW gücü civarındaki dönme noktasından sonra jet gücünü arttırmak lüzumsuz enerji kullanmak olacaktır. Jet gücü kesme hızı ile bölünüp, J_e birim kesme uzunluğundaki jet enerjisi kullanılarak sonuçları Şekil 14'deki gibi sunarsak kesme işleminin enerji balansını daha etkili şekilde inceleyebiliriz. Bu şekilde oklarla belirlenen noktalar m_d gibi belli bir azalma faktörünü elde edebilmek için kullanılması gereken J_e jet enerjisi değerleridir. Bu değerlerin kesme hızı arttırıldıkça düştüğü görülmektedir. Matkap hızı kuvvetlerde ulaşabileceğimiz azalmaları etkilemediğine göre kesme hızımızı ne kadar arttırabilirsek jetler daha az enerji ve daha az su tüketimi ile matkaba yardımcı olma görevini yerine getireceklerdir.

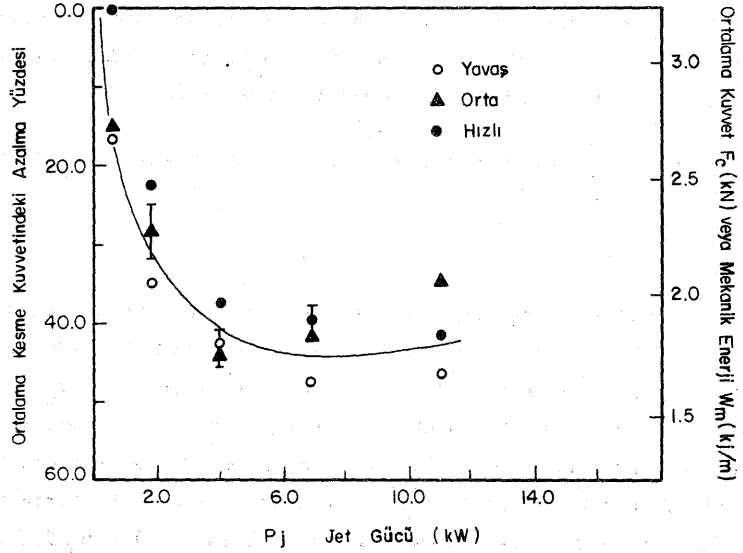
Birim kesme uzunluğu için kullanılan toplam enerji W_T (kJ/m veya kN)

$$W_T = m (J_e) W_m - J_e \quad (2)$$

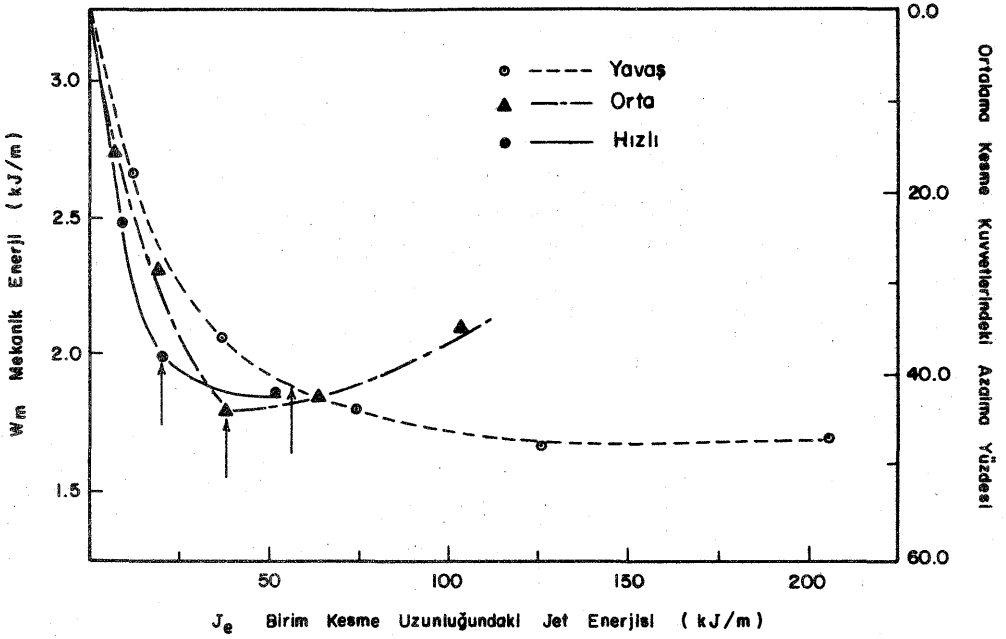
olarak yazılabilir. Burada W_m birim kesme uzunluğu için matkaba uygulanması gereken mekanik enerji, veya ortalama mekanik kesme kuvvetidir. J_e 'nin fonksiyonu olarak verilen m katsayısı kuvvetlerde J_e 'ye bağlı olarak elde edilen azalma miktarını temsil eden bir faktördür. J_e sıfır durumunda, kuru kesme için, $m=1$ dir. Oklarla belirlenen Şekil 14'deki dönme noktalarında $m=m_d$ olmakta ve m_d yaklaşık olarak 0,6 civarındadır. Birim kesme uzunluğu için jet enerjisi $m=m_d$ için,



Şekil . 12 Yüksek kesme hızında jet gücünün fonksiyonu olarak kuvvet azalmaları



Şekil . 13 0.8 mm meme için yavaş, orta, ve yüksek hızlarda jet gücünün fonksiyonu olarak kuvvetler



Şekil. 14 Birim kesme uzunluğundaki jet enerjisinin fonksiyonu olarak kuvvetler

$$J_{ed} = P_j / \bar{V} \quad (3)$$

Burada $\bar{V}$ = averaj kesme hızı, P_j ise $m_d = 0,6$ değerine karşılık gelen kuvvet azalmalarını alabilmemiz için kullanılması gereken jet gücüdür.

Deneyler sonucunda bu gücün 3 kW civarında olduğu, ve kesme hızına bağlı olmadığı belirlenmiştir. Bu durumda

$$W_T = m_d W_m - P_j / \bar{V} \quad (4)$$

Bu ifadeden anlaşılacağı gibi $\bar{V}$ arttırıldıkça kesme için kullanılan toplam enerji düşecektir. Kuru kesme durumunda kullanılan toplam enerji $W_T = W_m$ ile su jetleri yardımıyla yapılan kesme işleminin toplam enerjisi $W_T = m_d W_m - P_j / \bar{V}$ mukayese edilirse:

$$W_m \geq m_d W_m - P_j / \bar{V} \quad (5)$$

olduğu zaman su jetleriyle yapılan kesme, enerji açısından daha verimli olacaktır. Bu ifadedeki W_m aynı zamanda $W_m = \bar{F}_{cd}$, kuru kesme-deki ortalama kesme kuvveti olduğundan su jetleri yardımıyla daha verimli bir kesme, kesme hızının olmasını gerektirir. Kuru kesme

$$\bar{V} \geq \frac{P_j}{\bar{F}_{cd}(1 - m_d)} \quad (6)$$

kuvvetlerinin yüksek olduğu durumlarda, örneğin arazide alınan derin kesmelerde veya yüksek dayanımlı kaya tiplerinde, $\bar{F}_{cd}$ büyüyeceğinden kullanılması gereken averaj kesme hızı daha düşük değerler olabilecektir. Böylece gerekli matkap hızı kullanıldığında su jetlerinin enerji açısından kesme operasyonuna külfet getirmediği, ve hatta daha yüksek kesme hızları kullanıldığında kuru kesmeye göre toplam enerjinin düşeceği ortaya çıkmaktadır.

6. SONUÇ

Deney sonuçları su jeti yardımıyla mekanik kaya kesmede matkabın hemen önünü hedefleyen tek bir jet düzeninin en etkili düzen olacağını ortaya koymuştur. Hedef mesafesi meme çapının 100 katını geçmediği müddetçe jetler etkinliklerini önemli ölçüde kaybetmemektedirler.

Jet basıncı ve dolayısıyla jet gücünün matkaptaki kesme kuvvetlerini azaltmada en etkin faktörler olduğu belirlenmiştir. Belirli bir jet gücü üzerine çıkıldığında kuvvetlerde önemli bir azalma olmadığı, ve gerekli güç kullanıldığında kuvvetlerin yüzde kırk ila elli arasında azaltılabileceği ortaya çıkmıştır. Kullanılması gereken bu güç değerinin meme çapıyla ve matkap hızı ile önemli ölçüde değişmediği gözlenmiştir.

Yüksek kesme hızlarında su jeti yardımıyla kesme kuru kesme ile enerji verimliliği açısından rekabet edebilmektedir. Yüksek matkap hızlarının kullanılmasıyla matkap aşınmasının artabileceği öne sürülse bile su jetlerinin aynı zamanda matkabı soğutarak aşınmayı azaltacağı dikkate alınmalıdır.

KAYNAKLAR

DUBUGNON, O., 1981; An Experimental Study of Water Assisted Drag Bit Cutting of Rocks, Proceedings of the First U.S. Water Jet Symposium, Golden, CO, pp.II-4.1-II-4.11.

HOOD, M., 1976; Cutting Strong Rock With a Drag bit Assisted by High Pressure Water Jets, Jr. South African Inst. Min. Met., Cilt 77, pp.79-90.

KRECH, W. ve diğerleri, 1974; A Standard Rock Suite for Rapid Excavation Research, U.S. Bureau of Mines, Report of Investigations No.7865.

ROPCHAN, D. ve diğerleri, 1980; Application of Water Jet Assisted Drag Bit and Pick Cutter for the Cutting of Coal Measure Rocks, Final Technical Report Submitted to the U.S. Department of Energy, Contract Number ET-77-a-01-9082.

TOMLIN, M., 1982; Field Trials With 10,000 psi Prototype System, Proceedings of Seminar on Water Jet Assisted Roadheaders for Rock Excavation, Sponsored by the U.S. Department of Energy and the U.K. National Coal Board, Pittsburg, PA, pp.CI-CII.

TUTLUOĞLU, L. ve diğerleri, 1983; An Investigation of the Mechanisms of Water Jet Assistance on the Rock Cutting Process, Proceedings of the 24 th Symposium on Rock Mechanics, College Station, Texas, pp.743-749.

MERMERİN KAYMA DİRENCİ ÜZERİNE BİR İNCELEME

A Study on the Shear Strength of Marble

Akın ÖNALP*

ÖZET

Süreksizlik yüzeylerinin normal ve makaslama gerilmeleri altında gösterdiği özellikler, kayacın kitlesel davranışını birinci derecede etkiler. Bir mermer örneğin mekanik özellikleri, çatlağın kayma direncinin tahmin edilmesine yarayacak bir kriter geliştirilmesi amacıyla ölçülmüştür. Deneylerde kayacın sürtünme katsayısı, yüzey topoğrafyasının ölçümünden çıkartılan kayma direnci ifadesi ile doğal çatlağın doğrudan ölçülmüş direnci karşılaştırılmıştır. Böylelikle, çatlağın kayma direncine katkıda bulunan etkenlerin daha iyi anlaşılmasına çalışılmıştır. Bu sırada, deney türünün deney sonuçlarını ne denli etkileyebildiği görülmüştür.

ABSTRACT

The behaviour of rock mass is directly influenced by the property of individual surface of discontinuity. Mechanical properties of marble were determined initially in order to predict the response of its joints to shear stress. Shear strength derived from measurement of the coefficient of friction and surface topography was then compared with the resistance measured in actual test. This way it was hoped to gain a better understanding of the shearing stiffness of a single joint. Different methods of test were found to yield different shear curves for the same joint.

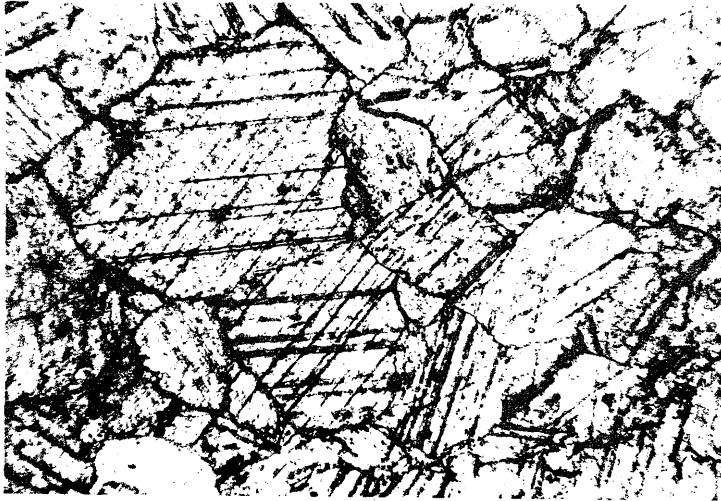
* İ.T.Ü. Sakarya Mühendislik Fakültesi, ADAPAZARI

1. GİRİŞ

İnşaat mühendisinin ilgi alanına giren kayaç kitleleri süreksizliklerle dolu ve çoğun ayrışma-yıpranma bölgeleri içeren bir malzeme olarak düşünülebilir. Bunun sonucu gerilme altında davranışları da önemli değişiklikler gösterir. Değişiklikleri gözönüne alabilen sayısal hesap yöntemleri ana kayacın dayanımı ve doğal gerilmeler yanında çatlakların özelliklerini kullanma zorundadırlar. Bu çalışmada çatlak direncini tek bilinmeyen parametre olarak bırakarak onu etkileyen özellikleri anlama amacıyla homogen ve genelde izotrop davranış gösterdiği bilinen bir mermer seçilerek öncelikle mekanik özellikleri ölçülmüş sonra çatlak direncinin analizi yoluna gidilmiştir.

2. MALZEME

Kullanılan mermer büyük bir bloktan aynı yön ve eğimde kesilen NX karotlar ve prizma örneklerdir. Birim hacim ağırlığı $2,74 \text{ g/cm}^3$, rengi süt beyaz, yapısı holokristalin olarak verilmiştir. Şekil-1'de ince kesidi verilen bir örnekte kristal boyutunun $0,12-0,83 \text{ mm}$ arası değiştiği görülmüştür. Bu kristaller arasında fisürler yok denecek derecede az olup çok kısıtlı noktalarda talk ve fitilleşme izlenmiştir. 600°C ye ısıtıldığında malzeme kohezyonunu yitirmektedir



Şekil 1. Kullanılan Mermerin İnce Kesidi.

3. TEK EKSENLİ DENEYLER

Üç eksenli hücre kesme deneyinin zorluğu ve uzun süre alması, tek eksenli doğru çekme deneyinde başlık hazırlanması sırasında çıkan eksantrik yükleme durumları serbest basınç deneyini cazip kılmıştır. Bu araştırma projesinde dikkatle yapılmadığı zaman serbest basınç deneyinin de önemli hatalar getirdiği, bu seçme kayaç örneğinde bile numune hacminin sonuçlarda önemli fark yarattığı burada bir kez daha görülmüştür. 22 ve 52 mm çaplı örnekler üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyinde küçük hacimli örneklerin daha düşük dayanım gösterdikleri bulunmuştur. Tüm örneklerde

$$\sigma_c = 75,6 \pm 9,2 \text{ MPa} \quad (1)$$

olarak saptanan dayanım, NX örneklerde

$$\sigma_c = 83,5 \pm 4,4 \text{ MPa} \quad (2)$$

ya yükselmisti.

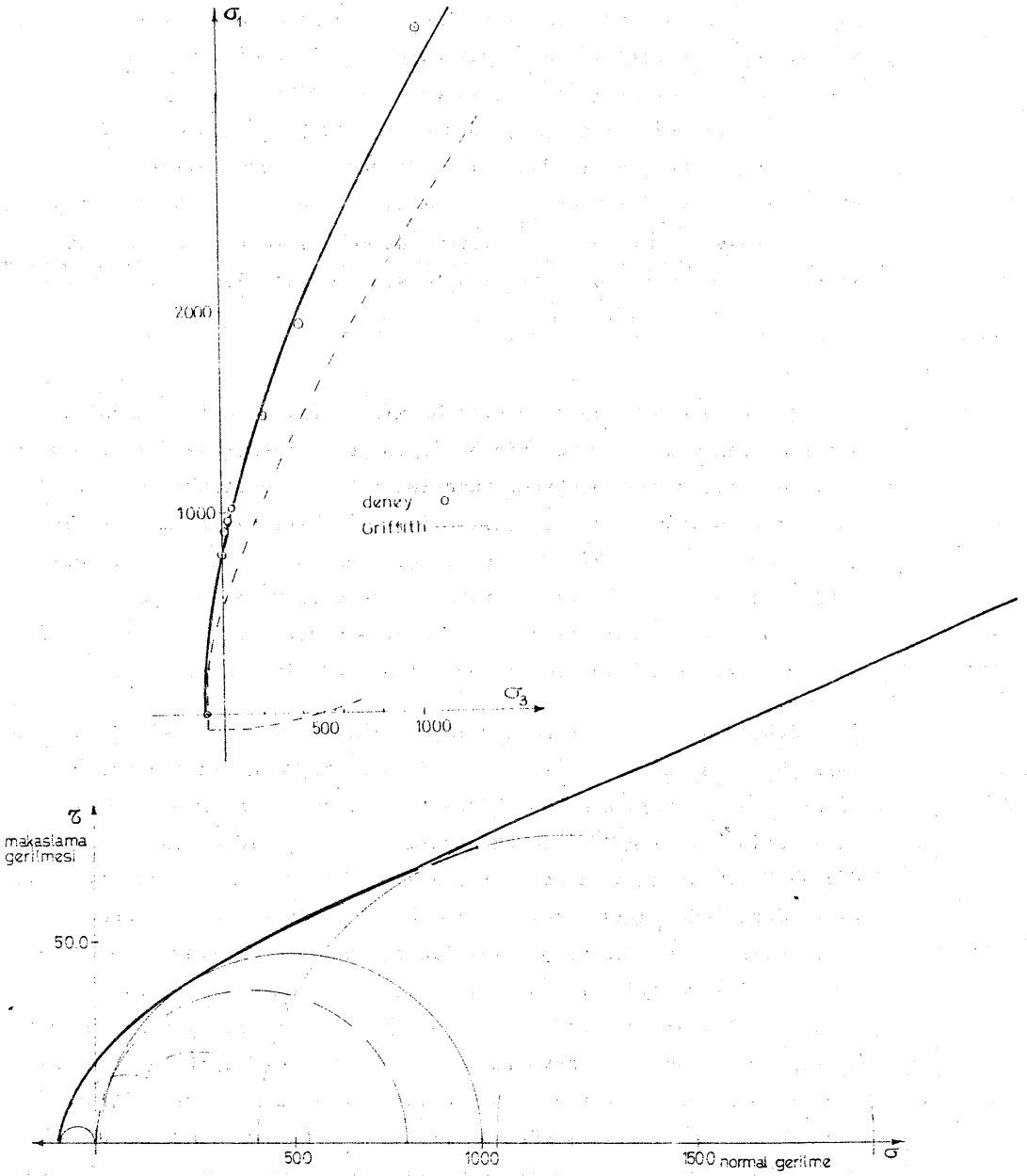
Gekmeye dayanım 22 mm'lik karotlarda doğrudan, ve Brezilya yarma deneyiyle ölçülmüştür. Farklı deneylerin verdiği sonuçlar arasında kesin bir ayırım yapılamamaktadır. Böylece sonuç ortalama ve standart sapmasıyla

$$\sigma_t = 6,74 \pm 1,45 \text{ MPa}$$

olarak verilebilir. Buradan σ_c/σ_t oranının 17 ile 9,7 arasında değiştiği ve Griffith hipotezinin üzerinde kaldığı görülmektedir.

4. ÜÇ EKSENLİ HÜCRE KESME DENEYLERİ

Bu grup deneyler NX örneklerde kauçuk kılıflı ve hücre basıncını yağla sağlayarak gerilme kontrollü biçimiyle yapılmıştır. Hücre basınçları 1-100 MPa arası değiştirilmiş, örnekte birim kısalmalar



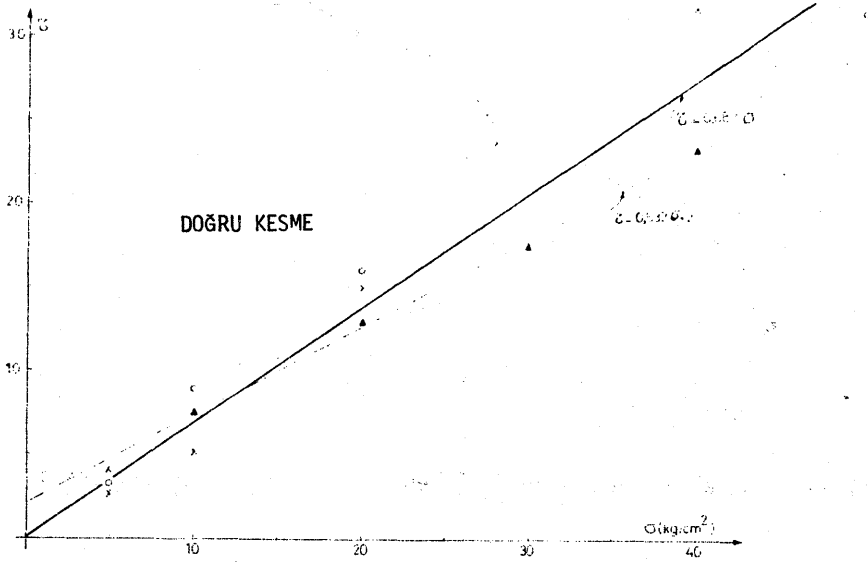
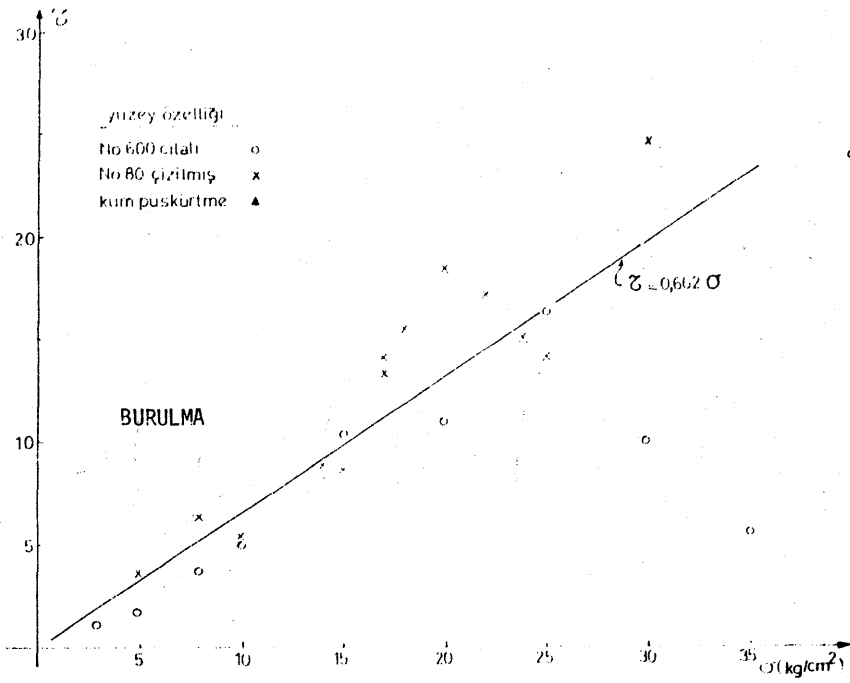
Sekil-2 Sağlam Mermerin Kırılma Zarfları

5. SÜRTÜNME KATSAYISININ ÖLÇÜMÜ

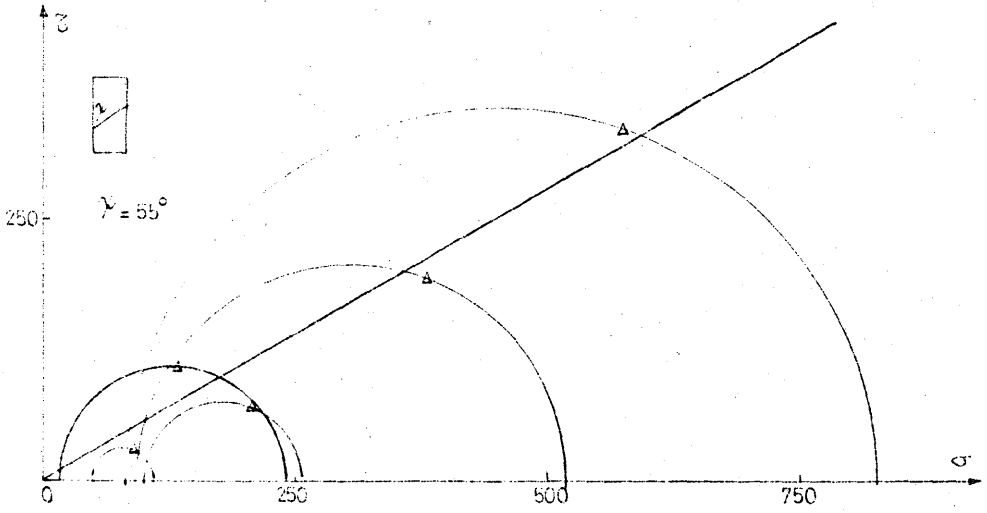
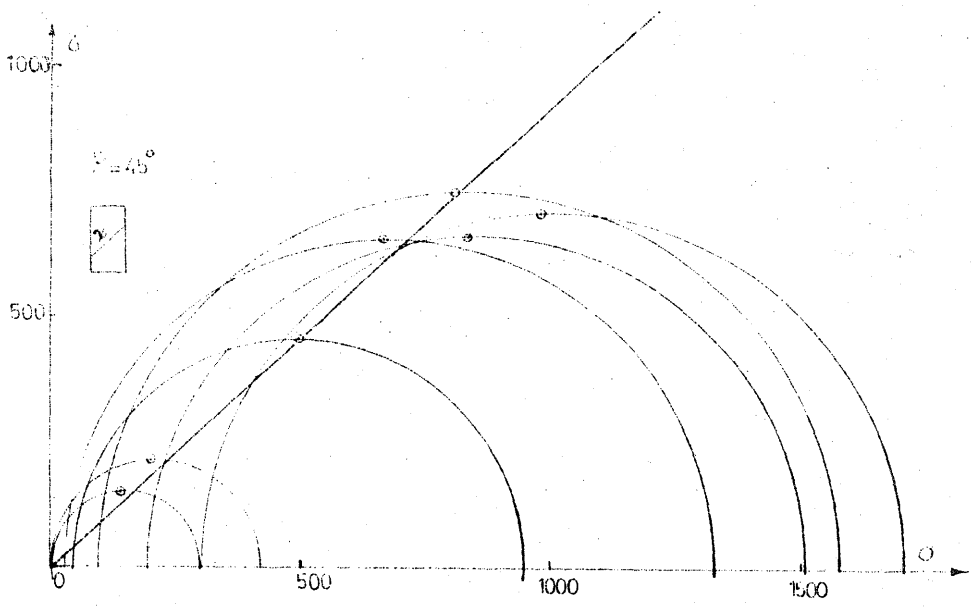
Çalışmanın ikinci bölümünde mekanik özellikleri bilinen taze kayaç çatlağının davranışı incelenmiştir. Sürtünme katsayısına karşılık olan (μ) kayaç ana sürtünme, ya da kayma direnci açısı ϕ_b nin Patton'un kabul ettiği gibi değişmez bir özellik olup olmadığını görmek için yatay kesilerek makinada hassas olarak tesviye edilmiş ve No.600 kağıtla cilalanmış, No.80 zımpara ile bir yönde çizilmiş, ayrıca kum püskürtme ile üniform pürüzlendirilmiş yüzeylerde ϕ_b nin ölçümü için çok sayıda deney yapılmıştır. Deneyler her zaman uygulanan doğru kesmeye ek olarak kayma yüzeyinde gerilmelerin daha üniform dağıldığı burulma tekniği ile yapılmıştır. Ayrıca üç eksenli hücre deneyine de başvurulmuştur.

Bu deneylerde göze çarpan en önemli nokta, yüzeyin düzgünlüğü arttıkça makaslama hareketinin belirgin yüzey hasarı getirmesi olmuştur. En pürüzlü kum püskürtme yüzeylerde kaya unu oldukça üniform dağılırken No.600 yüzeyler ayırık ezilme bölgeleri göstermiştir. Yüzeyden koparak pulluk etkisi yapan bir kristal bu noktada örneği çatlatmaya varan düzensizlikler getirmiştir. Bu etki No.80 yüzeyde daha az izlenmiştir. Düşük normal gerilmelerde kısıtlı olan temas alanları gerilme düzeyi yükseldikçe denenen alanın %80'ine kadar artmıştır.

Şekil 3a'da gerilme kontrollü burulma deneyleri, Şekil 3b'de ise doğru kesme deney sonuçları verilmektedir. Kayma direnci açısı ϕ_b ortalama 34° çıkarken kum püskürtmeli yüzeyin kohezyon göstermesi pürüzlerin kolaylıkla ezilerek birikmesi sonucu olduğu sanılmaktadır. Kayma yüzeyinde daha yüksek gerilmelere erişilebilen üç eksenli hücre kesme deneyinde sağlam örnekler 45° ve 55° eğimler de kesilerek denendiğinde Şekil 4a ve Şekil 4b'de gösterilen sonuçlar elde edilmiştir. 45° lik yüzeyde 42° olarak elde edilen ϕ_b , 55° den kesilen çatlakta 30° dolaylarına düştüğü gibi sonuçlar arasındaki uyum kaybolmuştur. Ayrıca aynı eğimdeki yüzeylerde No.80 ve No.600 pürüzlülük sonuçlara önemli fark getirmemektedir. Çevre basıncı 20 MPa'a yükseldiğinde örnekte önceden kesilmiş süreksizlik önemini yitirmektedir. Bu bulgu sağlam kayaçlarda elde edilen sonuçlarla uyum göstermektedir. 55° eğimli No.600 yüzeylerde stick-slip olayı gözlenmiştir.



Şekil -3 Ana Sürtünme Açısının Ölçümü



Şekil -4 Çatlaklı örneklerin üç Eksenli Hücre Deneyinde Davranışı

6. PÜRÜZLÜ ÇATLAKLARIN KAYMA DİRENCİ

Ana sürtünme açısı ϕ_b 'nin çatlakta kabarmanın önemsenecek boyutlara varmadığı yüzeylerde sağlıklı olarak değerlendirilebildiği varsayımı yapıldığında bu değeri kullanarak pürüzlerin çatlak direncine olan katkısı incelenebilir. Ana sürtünme açısı burada 35° olarak kabul edilmiştir.

Sondajlardan doğal olarak, ya da laboratuvarda yarma ile elde edilmiş örneklerin denenmesi ile elde edilecek kayma direnci parametrelerinin boyut/ölçek etkisiyle gerçekçi olmadığı, genelde laboratuvar değerlerinin arazi değerlerinden daha yüksek çıktığı bilinmektedir. Bu etki çalışmamızda örnek boyutları sabit tutulduğundan sonuçları kendi arasında değersiz kılmamaktadır.

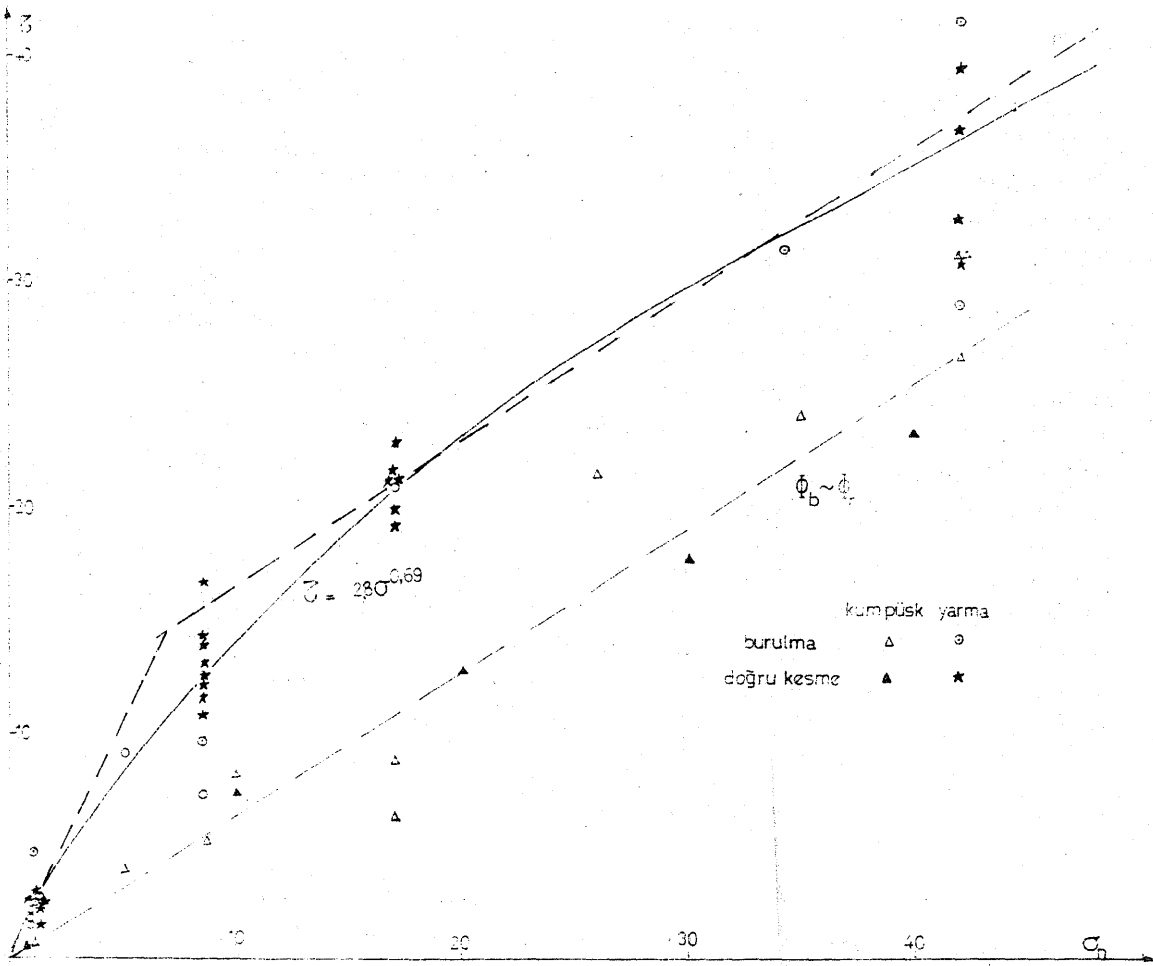
Doğru kesme ve burulma örnekleri belirlenmiş düzlemlerden yarılmış düzey topoğrafyası ölçümle kaydedildikten sonra yatay-düşey hareketlerin özenle izlendiği deneylere tabi tutulmuştur. Burada amaçlanan ana sürtünme açısı sabit olan yüzeyde, makaslanma sırasında yüzey pürüzlülüğünün dirence ne denli etki yaptığının anlaşılmasıdır.

$$\tau = \sigma \tan(\phi_b + i) = \sigma \tan(\phi_b + d_n + s_n) \quad (5)$$

ifadesinde pürüzlerin geometrisini ifade eden i bileşeninde kesilen pürüzlerle (s_n), üzerinden aşılın ve kendini çatlağın açılması ile gösteren kabarma

$$d_n = du/dv \quad (6)$$

bölümlerinin gerilme kademesine bağlı olarak incelenmesi amaçlanmıştır. Eğer ölçümle elde edilen sonuçlar yüzey topoğrafyası kullanılarak elde edilebilirse laboratuvarda tariflenen çatlak rijitliği, boyut etkisinin de içerilmesi ile arazi şartları için kullanılabilecektir. Arazide yapılan galeri deneyleri de bu gruba girmektedir. Şekil 5'te hazırlanmış



Şekil-5 Doğal Çatlaklı Örneklerin Kayma Direnci

doğal çatlaklı yüzeylerde yapılan gerilme kontrollü doğru kesme ve dönme hızı kontrollü burulma deney sonuçları gösterilmektedir. Elde edilen üstel fonksiyon ya da "bi-lineer" biçimli kırılma doğrusu çatlağın davranışını kabaca yansıtmakta, ancak dağılımın fazla olduğu açıkça görülmektedir.

Ana sürtünme açısı bilinen çatlakta bilinen iki diğer kriter normal gerilmenin malzemenin dayanımına erişmesi durumunda kabarma hızı d_n 'nin sıfıra yönelmesi; buna karşın çok düşük değerlerde ($\sigma_c / \sigma \geq 100$) 2,8 civarında çıkmasıdır. Bu yaklaşımdan yararlanarak deney sonuçları Şekil 6a'da görüldüğü gibi kayma direnci açısının (ϕ) kabarma açısına karşı; sonra da Şekil 6b'de gösterildiği gibi kabarma açısının normalize edilmiş gerilmeye (σ / σ_c) noktalanmasıyla elde edilmiş

$$\tau / \sigma = 0,795 d_n + 38,5 \quad (7)$$

$$d_n = 0,083 \log (\sigma / \sigma_c) \quad (8)$$

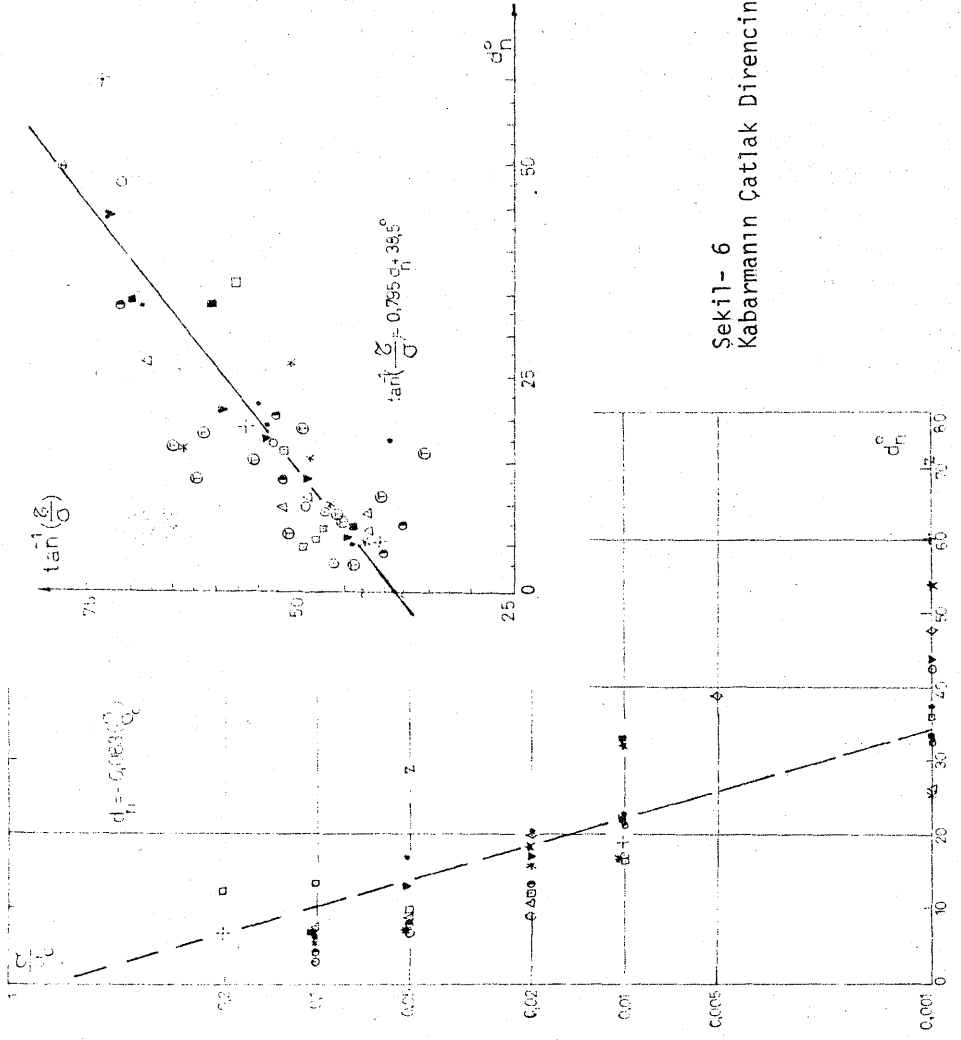
bağıntıları eşitlenecek olursa taze mermer çatlağının kayma direnci denklemi

$$\tau = \sigma (9,6 \log \left(\frac{\sigma}{\sigma_c} \right) + 38,5)$$

biçiminde belirir. Bu bağıntı Barton'un

$$\tau = \sigma (R \log \frac{\sigma}{\sigma_c} + \phi_r) \quad (10)$$

denklemleri karşılaştırıldığında R değerinin gerçekçi, ancak kalıntı kayma direncinin pürüzsüz yüzeyde ölçülmüş 35° ten yüksek çıktığı bulunmaktadır. Ancak ana sürtünme açısı $23-36^\circ$ olan diyoritte aynı açının 45° olarak bulunduğu hatırlanırsa, denklem (10)'daki ϕ_r açısının hangi özelliği yansıttığı konusu incelemeye değer bir konu olarak belirir.

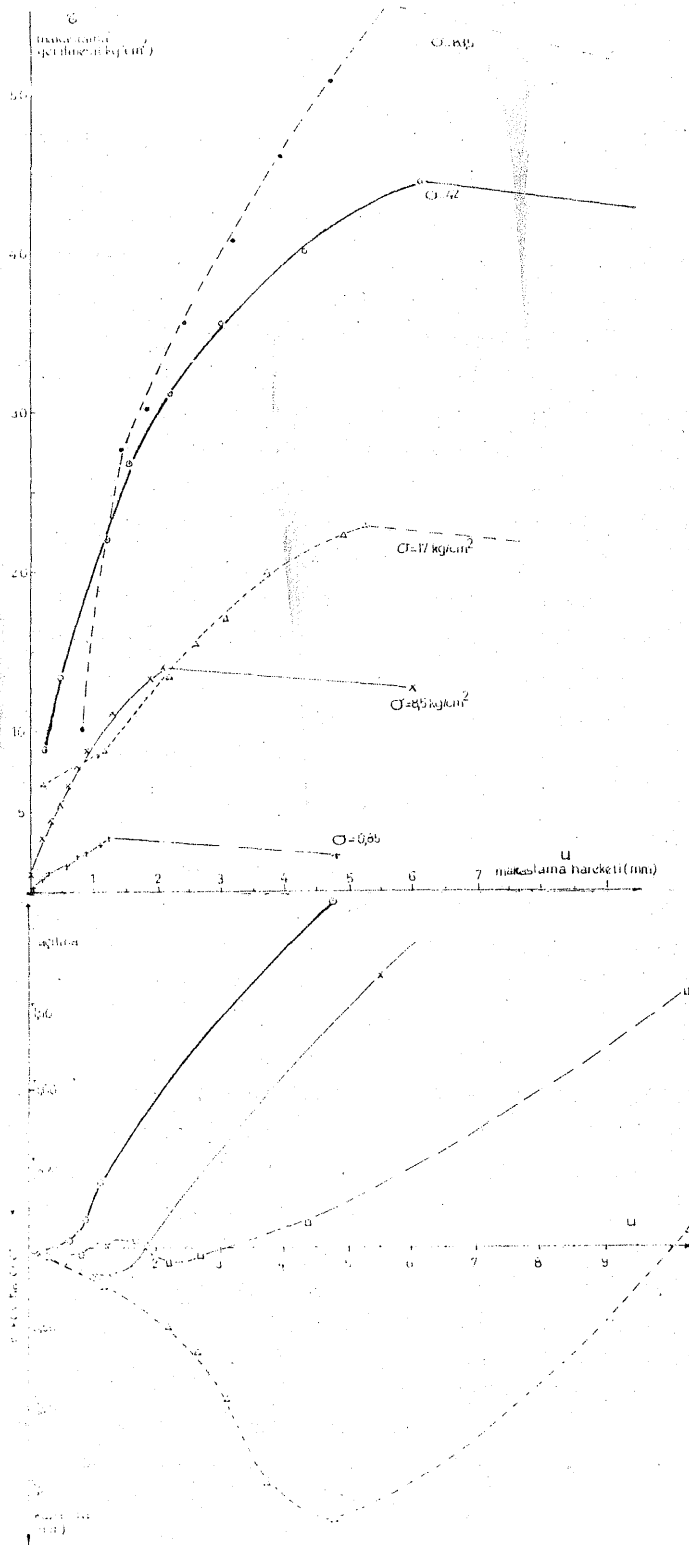


Sekil- 6
Kabarmann Çatlak Direncine Etkisi

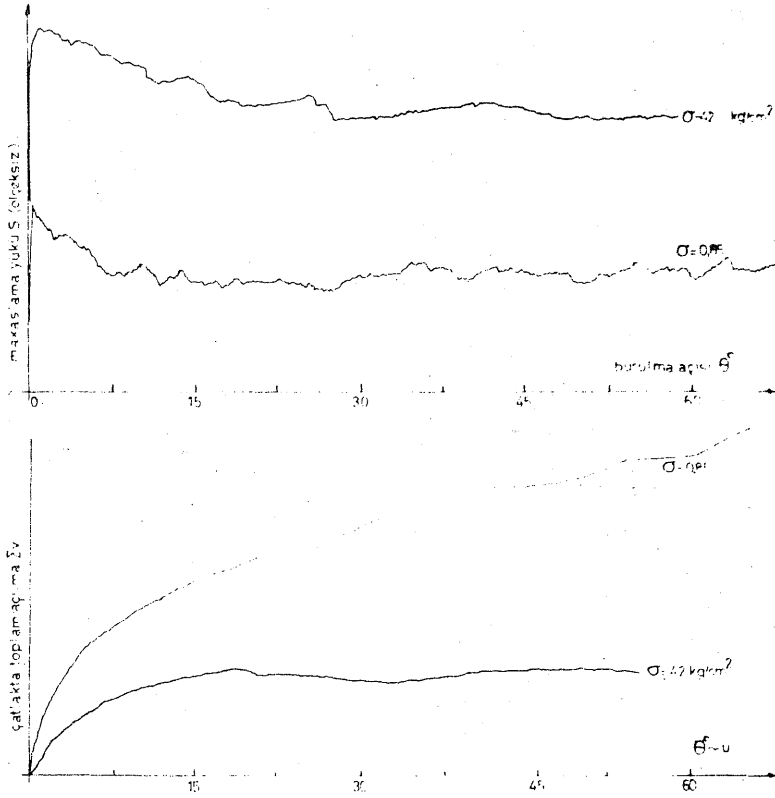
7. DENEY KOŞULLARININ KAYMA DİRENCİNE ETKİSİ

Kayaç çatlağının kayma direnci arazi ve laboratuvarında çoğun doğru kesme ile ölçülmektedir. Gerilmelerin üniform olmadığı bu deneyin kayma direncini ne denli doğru verdiğini, özellikle kabarmaları ne biçimde yansıttığını görmek amacıyla burulma deneyi ile karşılaştırılma yapılmıştır. Şekil 7a'da bir seri örnek üzerinde yapılmış doğru kesme, Şekil 7b'de ise burulma deneyi sonuçları verilmektedir. Doğru kesme deneyinde normal yük krikosu sabit basınçta tutulurken yatay yük krikosu tahmini kayma yükünü en az 6 kademede uygulamakta, bu sırada makaslama hareketi (u) iki, düşey hareket ise dört mikrometre saati ile izlenmektedir. Gerilme kontrollü bu deneyde d_n 9cm uzunluktaki örnekte 2mm hareketten sonra maksimum değerine ulaşmakta, bundan sonra da tam kayma gelmektedir ($u > 10\text{mm}$). Maksimum makaslama direnci $d_{n\text{max}}$ izleyerek belirlemektedir. Burulma deneyinde yükleme deformasyon kontrollü olduğu gibi sistemde bir ölçüde katılık sağlandığından gerilme koşulları önemli farklılık göstermektedir. Bunun sonucu tüm deneylerde hem ilk yenilme (initial break), gerekse $d_{n\text{max}}$ değerine ilk 30° lik dönme içinde erişilmektedir. Doğal ve kaba çatlaklarda izlenen davranışın burulma deneyi ile temsil edildiği bilinmektedir. Şekil 8'de burulmaya denenmiş örneklerden iki tipik yüzey profili verilmektedir. Profil ortalama yüzeyinden farklı pürüz tabanlarının ($b = \Delta u$) yaptığı açılar ölçülüp Şekil 9a'daki gibi noktalandığında elde edilen zarfı kullanarak kabarma eğrisi Şekil 9b'deki biçimde elde edilebilmektedir. Bu kabarma eğrilerinin eğimleri i açısı eşdeğeri olduğundan denklem (5)'in kullanılmasıyla kayma direnci eğrisi Şekil 9c'deki gibi hesaplanabilir. Görüldüğü gibi J yüzeyi τ/σ oranını 3,5 in üzerinde göstermektedir. Gerçek deneyde bu $\sigma_c/\sigma = 1000$ normal gerilme kademesinde 3,59 olarak ölçülmüştür. Yüzey topoğrafyası yumuşak olan B örneğinde bu değerler karşılıklı olarak 3,27 ve 3,75 olarak bulunmuştur. Ancak bu yöntemin düşük normal gerilmelerde geçerli olacağı açıktır. Çatlak direncinin en dik pürüzler tarafından yönlendirildiği de yine buradan görülebilir. Şekil 9a'daki zarflarda en üst noktalar tek ya da iki pürüz "tepecığının" ölçümünden gelmektedir.

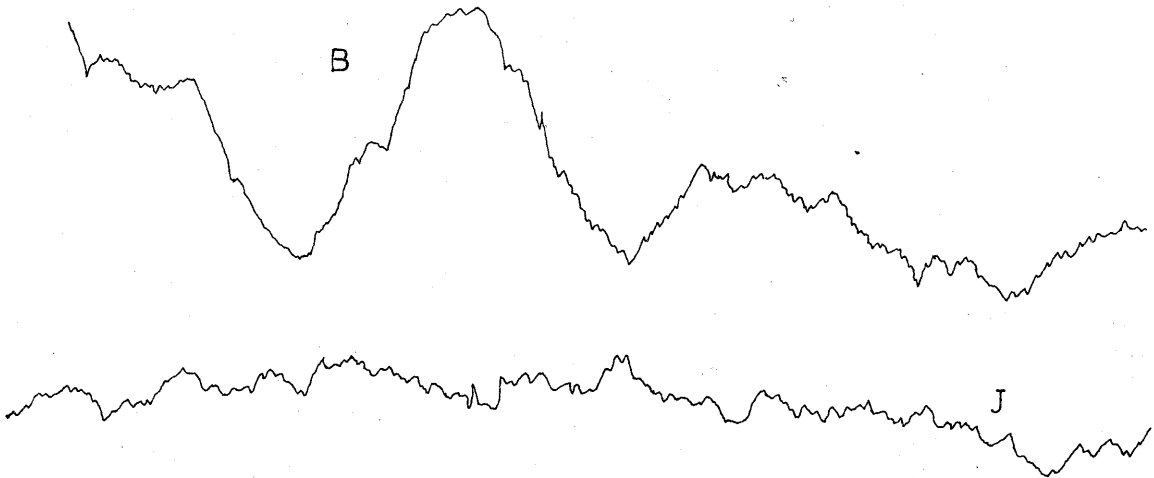
Tüm örneklerde yüzey ölçümleri yapıp bunların ortalama açıları ve standard sapmaları hesaplandıktan sonra denklem (6) çok düşük ve normal gerilmelerde kontrol edilmiştir. $\sigma_c/\sigma = 1000$ düzeyinde



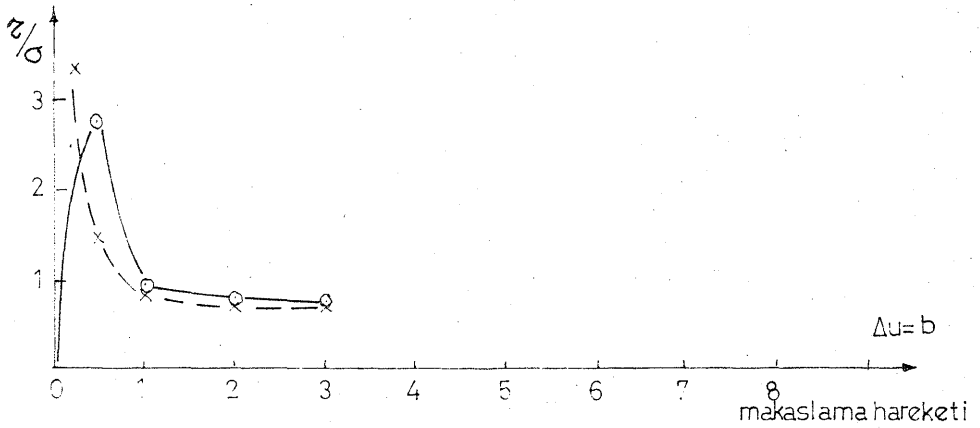
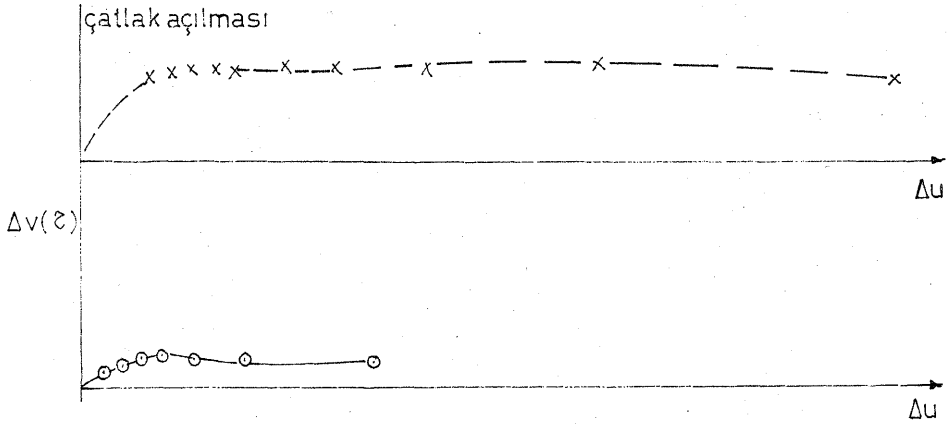
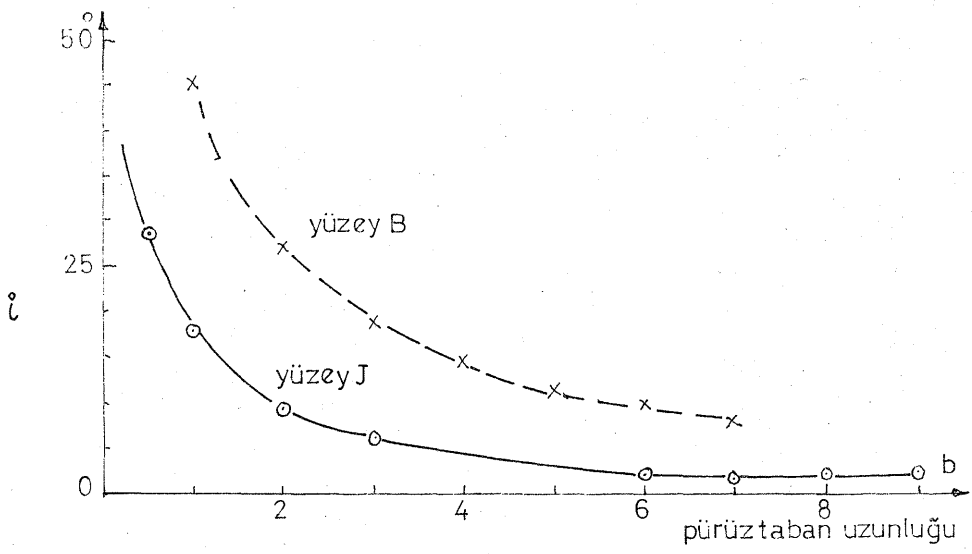
Sekil-7a Dönüş Kesme Denevlerinden Sonuçlar



Şekil-7b Burulma Deneyi Sonuçları



Şekil-8 Mermerden İki Tipik Yüzey Profili



Şekil-9 Kavma Direnci Eğrisinin Yüzey Ölçümünden Bulunması

kayma direnci açısı büyük çoğunlukla 70° civarında çıkmaktadır. Oran 100'e düştüğünde $\phi_{\max}$ açısı ana sürtünme açısı ile i açılarının standard sapması toplamından hesaplanabilmektedir. Çünkü bu kademede de yüzey hasarı ihmal edilebilecek mertebededir. Normal gerilme arttığında pürüzler ezilip, kırılmaya başlandığından denklem tutarlılığını yitirmekte, $\phi_{\max} - \phi_b$ farkı ölçülen d_n değerinden küçük çıkmaktadır.

8. SONUÇ

Kayaç çatlağının normal ve makaslama gerilmeleri altında özellikleri konusu henüz çözüme ulaşmamıştır. Yüzey topoğrafyasının etkisi yanında, ölçek etkileri ve yıpranmış çatlak yüzeylerinin özellikleri ve dolgu maddesinin davranışa getirdiği değişiklikler araştırmaya açık bir alan olarak görünmektedir.

KAYNAKLAR

1. BARTON, N.R., 1986, Deformation Phenomena in Jointed Rock Geotechnique 36.2.147.
2. , 1977, The Shear Strength of Rock and Rock Joint Int.Jour.Rock.Mech and Min.Sci., 13.4.
3. BARTON VE BANDIS, 1980, Some Effects of Scale on the Shear Strength of Joints IJRMMS, 17.1.69
4. BARTON VE CHOBAY, 1976, The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practise Rock Mechanics 10.1.1
5. BANDIS, BARTON, LUMSDEN, 1981, Experimental Studies of Scale Effectson the Shear Behaviour of Rock Joint IJRMMS, 18.1.1
6. HEUZE, F.E., 1979, Dilatant Effects of Rock Joints Proc. 4th ICO Rock Mech., 1.169
7. HORN VE DEERE, 1962, Frictional Characteristics of Minerals Geotechnique, 12.4.319

8. LADANYI VE ARCHAMBAULT, 1970, Simulation of Shear Behaviour of Jointed Rock Mass Proc. 11th US Symp. Rock. Mechanics, ::105
9. ÖNALP, A., 1982, İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi Cilt I KTÜ 197, Trabzon
1980, Kayaç Çatlağının Kayma Direnci 1. Ulusal Zemin Mek.Kongresi
1975, Yamaç Dengesinde Etkenlerin İncelenmesi Doc.Tezi KTÜ, Trabzon
10. PATTON, F.D., 1966, Multiple Modes of Shear Failure in Rock., Ph.D. Thesis Illinois.
11. SCHNEIDER, B., 1976, Moyens Nouveaux de Reconnaissance des Massifs Rocheaux Supp. Annales de l'Inst. Tech.de Batiments et des Trav. Pub., 20.235.
12. SWAN ve ZONQI, 1985, Prediction of Shear Behaviour of Joints Using Profiles Rock Mechanics, 18.3.183

SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNİN MADENCİLİKTE UYGULAMASI

Application of Finite Element Method in Mining

Güner ÖNCE*

ÖZET

Sonlu elemanlar yöntemi madencilikte, laboratuvarında ve arazide yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlarla, nümerik analizden elde edilen sonuçların karşılaştırmasını yapmak için kullanılır. Arazi hareketinin durumu, sonlu elemanlar analiziyle deformasyonlar ve gerilme dağılımları yönünden incelenir. Yapılan çalışma, en büyük düşey yerdeğiştirmelerin yeryüzünde, dolgu yapılmış üretim yerlerinin tam üstünde oluştuğunu göstermiştir. Aynı zamanda, yetersiz dolgu nedeniyle arazi hareketinin oluştuğunu kanıtlamıştır. Önerilen üretim yöntemi için yapılan sonlu elemanlar analizi ise çok daha iyi arazi şartlarının oluşacağını göstermiştir.

ABSTRACT

Finite element method, in mining, is used to correlate the conclusions reached from the laboratory and in-situ investigations with the conclusion of the numerical analysis. The state of the ground movement is studied by the finite element analysis to appreciate the ground deformation and stress distribution. The analysis showed that the largest vertical displacements occur on the surface just above the filled stopes. It also confirmed the ground movement in relation to inadequate backfilling. The analysis for the proposed mining method demonstrated much better ground conditions.

* Anadolu Üniversitesi, Maden Müh.Böl., ESKİŞEHİR

1. GİRİŞ

Sonlu elemanlar yöntemi, bilindiği gibi, boyutları bilinen bir malzemede yük altında meydana gelecek gerilme ve deformasyon gibi özellikleri, analitik hesaplamalarla elde etmenin mümkün olmadığı veya çok zor olduğu durumlarda bilgisayar kullanılarak istenen değerlerin elde edildiği bir yöntemdir. Bu yöntem madencilikte, maden yatağının ve çevresinin oluşturduğu jeolojik yapının bir jeomekanik model üzerinde birçok sonlu elemanlara (lineer geometrik şekillere) ayrılması ve bu elemanların köşe noktalarındaki deformasyonların ve gerilmelerin izlenmesi esasına dayanır (1). Sonlu elemanlar analizinin gerçekleştirilebilmesi için birçok paket programlar yapılmıştır. Bu paket programların çalıştırılabilmesi için hazırlanacak veri programlarında genelde aşağıdaki verilerin bilinmesi gerekir.

- 1) Öncelikle bir jeomekanik model hazırlanır. Belirli bir ölçeğe göre hazırlanan bu modelde, boyutları bilinen bir düşey kesitte maden yatağı ve yantaş veya tavan ve taban tabakaları gerçeğe uygun olarak konumlandırılır.
- 2) Hazırlanan bu model bir çok sayıda dikdörtgen, üçgen, yamuk gibi lineer geometrik şekillere bölünür. Her bir şekil bir eleman olarak nitelendirilir ve bu elemanlar numaralandırılır.
- 3) Modeldeki elemanlara ait bütün köşe noktaları numaralandırılır ve bunların koordinatları veri programda sırasıyla belirtilir.
- 4) Daha sonra veri programa elemanlar alt alta sırayla yazılır ve karşılıklarına elemana ait noktalar saat yelkovan hareketinin tersi yönünde sırayla yazılır.
- 5) Jeomekanik modelde istenen sınır şartları veri programa geçirilir.
- 6) Modelde yer alan malzemelerin, daha önce laboratuvarında deneyler sonucu bulunmuş elastisite modülleri, Poisson oranları ve yoğunlukları veri programa işlenir.
- 7) Son olarak hangi tür bir analiz istediğimiz programda belirtilir.

Bilgisayardan elde ettiğimiz çıkışta ise modele ait tüm noktalar-daki gerilmeler ve yer değiştirmeler hem hesaplanmış olarak verilir ve hem de istenirse şekillerle de verilir.

2. KAVAK KROM MADENİNDE ARAZİ KONTROLU İÇİN HAZIRLANAN SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

2.1. Kavak Krom Madeni Üretim Yöntemi

Kavak Krom Madeni Eskişehir ilinin Mihalıçcık ilçesi sınırları içinde olup, uzun yıllardan beri çalışan özel sektöre ait en büyük işlet-melerden biridir. Maden yatağı dik bir adese şeklinde olup, yatay dilim-ler halinde aşağıdan yukarıya doğru çalışılmaktadır.

İşletmede gerek yeryüzünde gerekse yeraltında büyük bir arazi hare-keti gözlenmektedir. Yeryüzünde oluşan tasman büyük boyutlardadır. Çekme gerilmelerinin oluşturduğu büyük çatlaklar ve derinliği 7 metreye ulaşan mağara şekilli yarıklar mevcuttur. Etki sahasının içinde bulunan birçok bina ve tesis oluşan çatlaklar nedeniyle neredeyse kullanılamaz hale gelmiştir. Yeraltında ise hemen bütün anayollar ve üretim yerlerinde büyük ölçekte konverjanslar ve yanıl daralmalar oluşmakta hatta zaman zaman göçükler meydana gelmektedir.

Arazi hareketinin en büyük nedeni uygulanan üretim yöntemi ve özellikle dolgunun cinsidir. Taş bacalardan elde edilen kaya dolgu üre-tim yerlerinde bitişik odalar şeklinde üretimi takip ederek doldurulmak-ta ve bir katın üretimi ve dolgusu bittikten sonra da bir üst katta çalışmalar başlatılmaktadır. Yukarıya doğru katlar halinde çıkıldıkça, tabanda bulunan kaya dolgu giderek sıkışmaktadır. Bunda serpantin'in fiziko-mekanik özelliği kadar ocak su gelirinin de rolü olmaktadır. Çalışılan hatta tabanın alçılması sonucu, ağaç tahkimatın tavanı tutması mümkün olmamakta ve serbest kalan tavadaki ağır ve parçalanmış krom kitlesi tahkimat üzerine bazen yavaş, bazen de aniden oturmakta, tahki-matın kırılmasına ve göçüklere neden olmaktadır.

Bu durumun izlenmesi yeraltında ve yerüstünde yapılan ölçümlerle mümkün olmuştur. Ancak bu durumun bir de sonlu elemanlar analiziyle

incelenmesi ve işletmeye önerilebilecek yeni bir üretim yöntemindeki durumla karşılaştırılması son derece yararlı olacaktı. Bu çalışma bu nedenle yapılmıştır.

2.2. Bugünkü Durum İçin Sonlu Elemanlar Analizi

İşletmenin mevcut arazi şartları, arazi hareketlerini ve gerilme dağılımlarını belirlemek amacıyla yeryüzünden 344 m derinliğe kadar ki en alt katın 24 m altı olmaktadır- sonlu elemanlar yöntemiyle incelenmiştir. Pafec 75 adlı paket program kullanılmıştır.

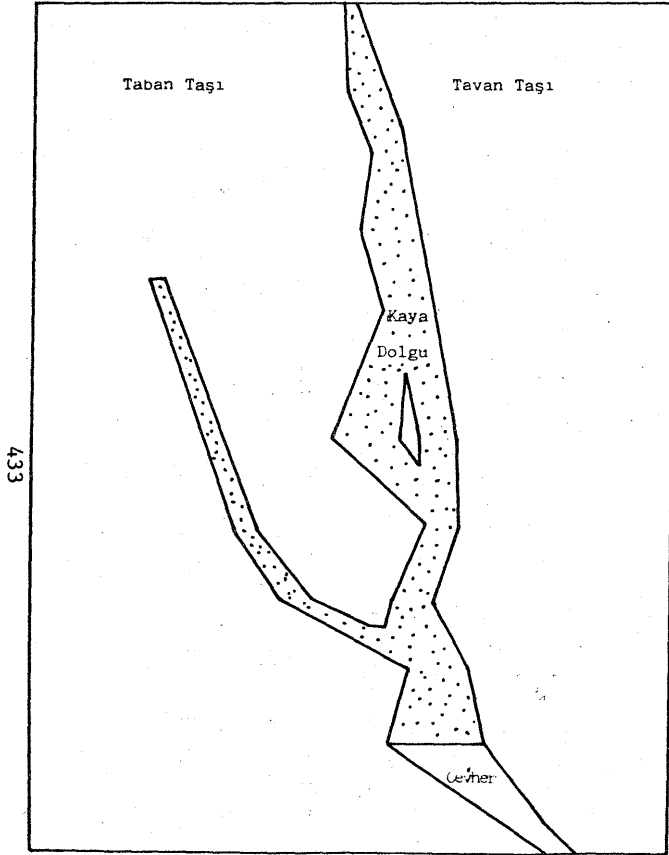
Elastik Düzlem Deformasyon Analizi (Elastic plain strain analysis) ve iki eksenli sonlu elemanlar modeli kullanılmıştır. Gerek cevher kütlelerinde, gerekse yantaş içinde çok çeşitli doğrultu ve eğimlerde çok sayıda süreksizlik bulunduğu için jeomekanik modeli oluştururken yankayaç ve cevher elastik izotop malzemeler olarak kabul edilmiştir.

Elastik parametreler laboratuvar deneylerinden elde edilmiştir. Buna göre, yankayaç serpantin elastisite modülü (Young Modülü) 15,48 GPa, Poisson oranı 0,16 ve yoğunluğu 2,5 ton/m³, cevherin (kromun) elastisite modülü 36,35 GPa, Poisson oranı 0,31 ve yoğunluğu 3,8 t/m³ olarak bulunmuştur. Kaya dolgunun elastisite modülü 1,00 GPa, Poisson oranı 0,01 ve yoğunluğu 1,9 t/m³ olarak kabul edilmiştir (2).

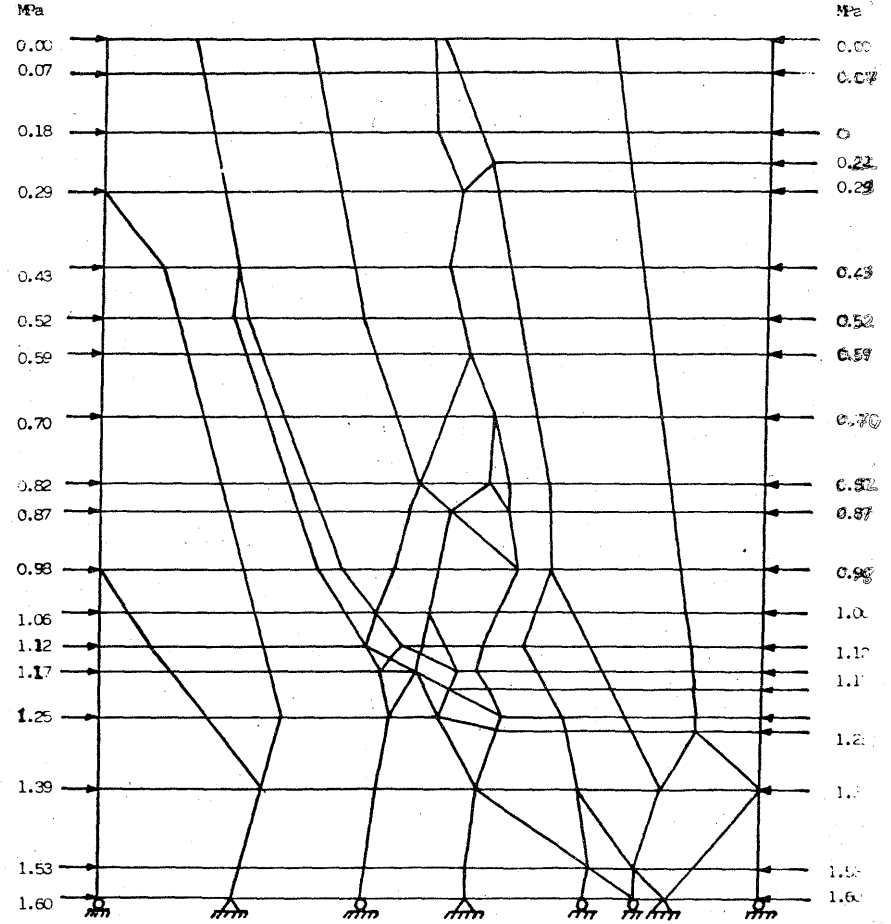
Hazırlanan jeomekanik model ve buna bağlı olarak çizilen sonlu elemanlar meşi (kafesi) Şekil 1 ve 2'de görülmektedir. Meş, tabanda ankastre olarak, yanlarda ise, malzemenin yoğunluğuna ve yerçekimine bağlı olarak derinlere doğru gittikçe artan düşey yüklere (basınc gerilmelerine) bağlı olarak artan yanal yüklerle (yanal basınç gerilmeleriyle) yüklenerek, sınır şartları tesbit edilmiş olmaktadır. Bilindiği gibi yatay basınç gerilmelerinin hesaplanması aşağıdaki formülle olmaktadır.

$$\sigma_h = \sigma_v \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right)$$

σ_h , yatay basınç gerilmesi; σ_v , düşey basınç gerilmesi ve ν , Poisson oranıdır. Böylelikle hesap edilen yatay basınç gerilmeleri meşin kenarlarında bulunan noktalara uygulanmıştır.



Şekil 1. Bugünkü Durum İçin Jeomekanik Model



Şekil 2. Sonlu Elemanlar Meşi ve Sınır Şartları

2.2.1. Sonuçlar

Veri programın (girdi programının) hazırlanmasından ve bilgisayarda paket programın çalıştırılmasından sonra elde edilen sonuçlar şunlardır:

- a) Elde edilen ilk şekil deformasyonları göstermektedir. Buna göre, en büyük deformasyonlar (yer değiştirmeler) cevherin yerini alan kaya dolgunun bulunduğu noktalarda-özellikle st noktalarda görülmektedir. Kaya dolgunun, yeryüzündeki tasmanın ve yeraltındaki deformasyonların ana nedeni olduğu anlaşılmaktadır.
- b) En büyük asal gerilmeler düşey veya düşeye yakındır. Aşağıya indikçe şiddetleri yerçekimine bağlı olarak artar. Kaya dolgu içinde şiddetleri çok azdır, çünkü yoğunluğu ve elastisite modülü yankayaç ve cevhere nazaran çok kktr. Kaya dolgu içindeki asal gerilmelerin yönleri (zellikle yukarıda) yatay doğrultuya yakındır, bunun da nedeni daha ağır tavan ve taban taşlarından dolguya gelen kuvvetlerin dolgunun kendi ağırlığının oluşturduğu kuvvetlerden daha büyük olmasıdır.
- c) ekme ve basıncı gerilmelerinin dağılımı da yine şekillerde görülmektedir. Çekme gerilmelerinin kaya dolgunun bulunduğu bölgede yoğunlaştığı en büyük basıncı gerilmeleri ise kaya dolgudan cevhere geçildiği zonda, cevher içinde ve cevher yantaş sınırlarında yoğunlaştığı görülmektedir. Bunun da nedeni cevher ile kaya dolgu ve yankayaç arasındaki yoğunluk ve elastik parametreler bakımından büyük farklılıklar olmasıdır.

Sonlu elemanlar analizi göstermiştir ki yeraltındaki üretim boşluklarını yetersiz kaya dolgu ile doldurmak -ki aslında tamamen tavana kadar doldurmak mümkün değildir- büyük bir arazi hareketine ve çeşitli işletmecilik problemlerine neden olmaktadır.

Arazi hareketinin durdurulması, üretim yerlerinin daha yeterli -kaliteli- bir dolgu ile tamamen doldurulması esasına dayanacaktı. Ve yine üretim yerlerinin tavanında ağır, parçalanmış krom kitlesi yerine, özellikleri bizce belirlenmiş bir malzemenin (dolgunun) bulunması daha uygun olacaktı.

Bu nedenle işletmeye önerilen sistem, yukarıdan aşağı çalışmalı suni tavanlı (çimentolu dolgulu) üretim yöntemi oldu. Buna göre mevcut en alt katın altında bir tavan topuğu bıraktıktan sonra daha alttaki katlar oda-topuk şeklinde çalışılacak, odalarda üretim bittikten sonra tabana çelik hasır döşeyip çimentolu dolgu ile doldurulacak ve bundan sonra da topukların üretimi yapılacaktır. Buralar da aynı şekilde doldurulduktan sonra bir alt kata geçilecektir.

Dolgu malzemesi olarak konsantre artıkları önerilmiştir. Yerüstünde 600.000 ton civarında birikmiş konsantre artığı vardır ve bu çimentolu olarak hidrolik dolgu halinde yeraltına gönderilebilir. Çeşitli çimento oranlarına ve kür sürelerine göre silindirik dolgu numuneleriyle yapılan kaya mekanığı deneyleri %16 çimento içerikli dolgunun istenen özellikleri sağladığını göstermiştir (2).

2.3. Önerilen Yöntem İçin Sonlu Elemanlar Analizi.

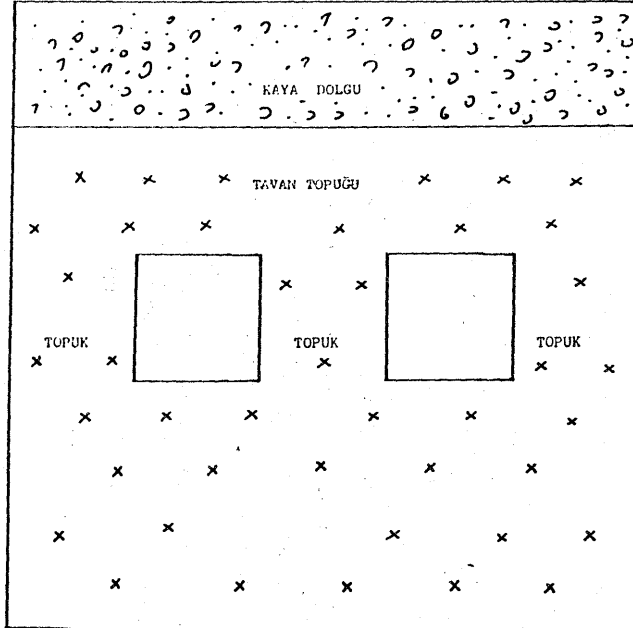
Önerilen üretim yöntemine ait jeomekanik model şekil 3'de görülmektedir. Şekil 4 ise sonlu elemanlar meşini ve sınır şartlarını göstermektedir. Modelde üst noktadaki yükler bir önceki analizden elde edilmiş, yanal yükler de bunlara göre hesap edilmiştir.

Şekil 5 deformasyonları göstermektedir. En büyük yerdeğiştirmeler -bekleneceği gibi- kaya dolgunun içinde olmaktadır. Tavan topuğunda ve topuklardaki deformasyonlar ise önemsizdir (maksimum 0,4 mm).

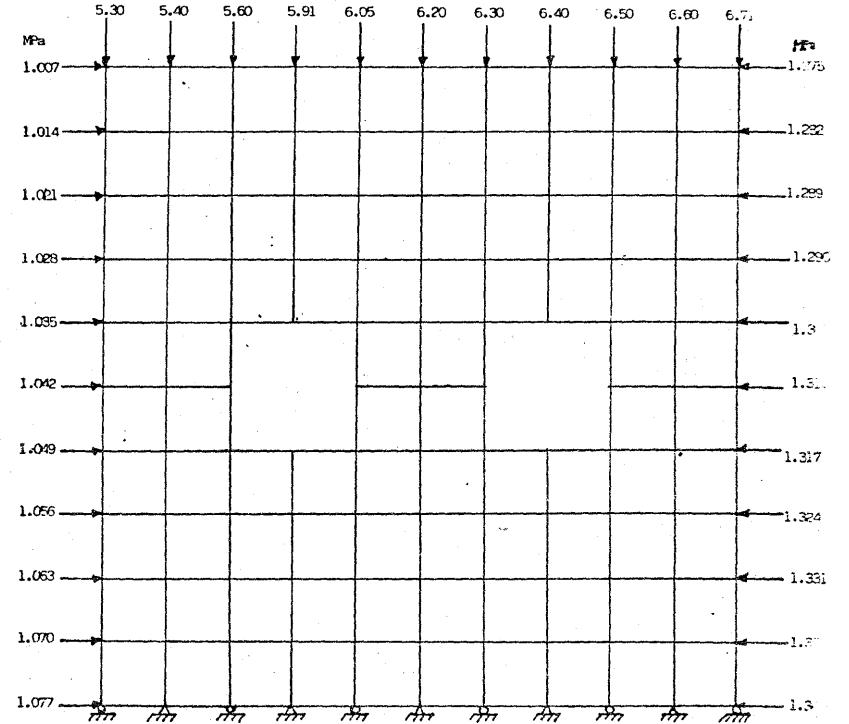
Asal gerilmelerin şiddeti topuklarda artmakta, odaların tavanında ise çok az olmaktadır (Şekil 6).

En büyük çekme gerilmeleri odaların tavanında (ve tabanında) bulunmakta, ancak bunların değeri kromun direncinden küçük olduğu için tavanda (ve tabanda) herhangi bir deformasyon (konverjans veya tavan göçmesi) beklenmemektedir (Şekil 7).

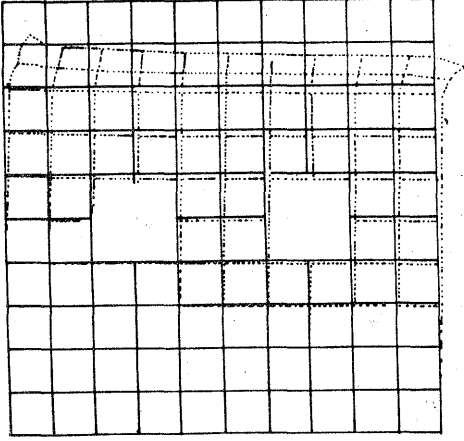
En büyük basınç gerilmeleri odaların tavan köşelerinde meydana gelmekte ancak bunların da değeri (max.21 MPa) kromun basınç direncinden (30 MPa) küçük olduğu için herhangi bir tavan deformasyonu beklenmemektedir (Şekil 8).



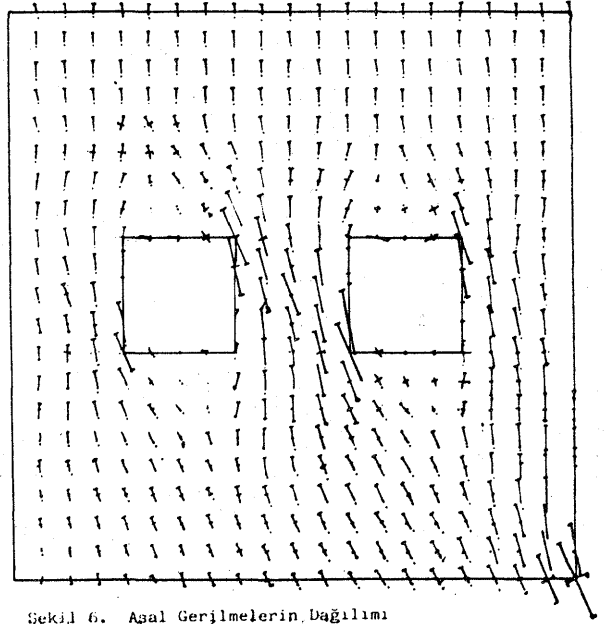
Şekil 3. Önerilen Yöntem (Oda-Topuk) için Jeomekanik Model



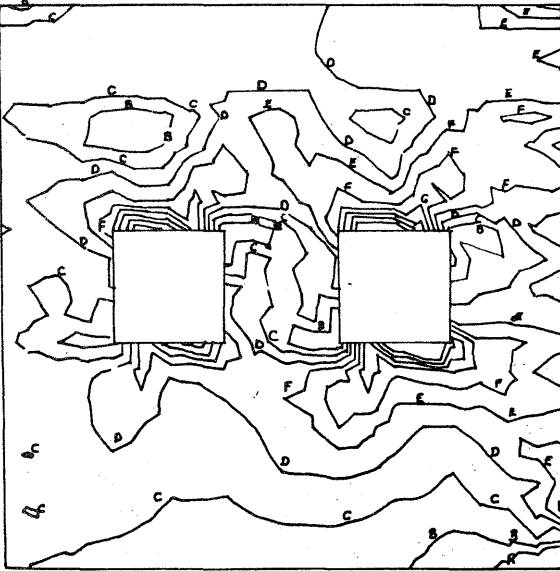
Şekil 4. Sorulu Elemanlar Meşî ve Sınır Şartları



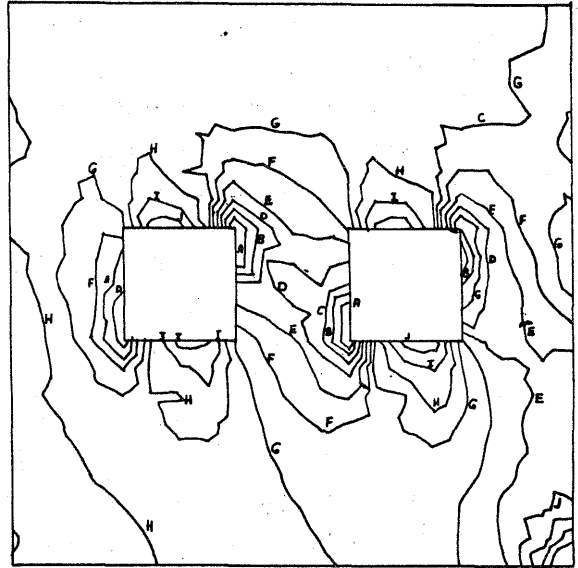
Şekil 5. Deformasyonlar (yer değiştirmeler)
(Ölçek 1:100)



Şekil 6. Ağıl Gerilmelerin Dağılımı



Şekil 7. Çekme Gerilmelerinin Dağılımı



Şekil 8. Basınç Gerilmelerinin Dağılımı

2.4. Birinci Kattaki Üretim Aşamaları İçin Sonlu Elemanlar Analizi

Birinci kattaki üretim aşamaları için gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizinde Şekil 9'da görülen jeomekanik model esas alınmıştır. Model yeryüzünden itibaren 260 m ile 322 m derinlikler arasında göstermektedir.

Jeomekanik modele uygun olarak sonlu elemanlar meşi ve sınır şartları belirlendikten sonra (Şekil 10) üretim aşamaları şu şekilde çalışılmıştır. .

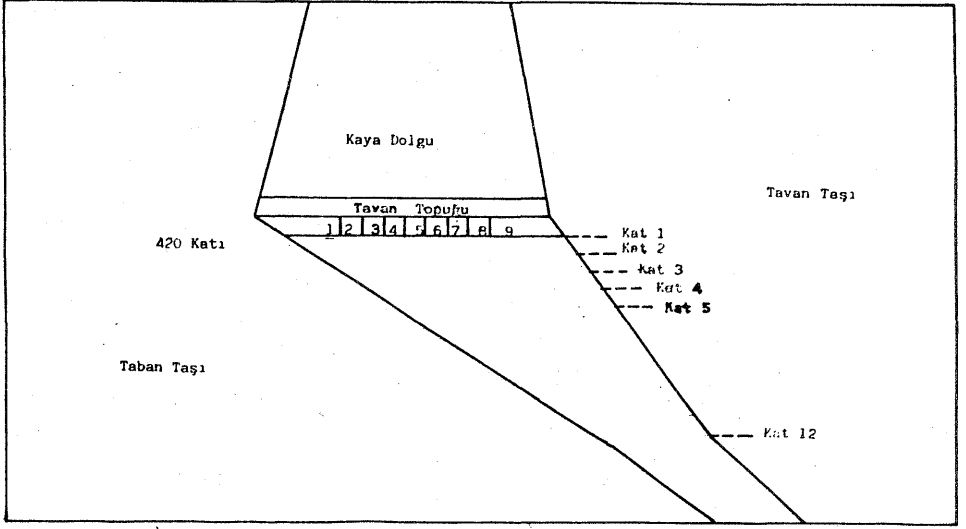
Birinci aşama, henüz herhangi bir üretimin olmadığı durumdur. İkinci aşamada bazı odalar çalışılmakta ve aralarda topuklar bırakılmaktadır. Üçüncü aşamada üretilmiş odalar çimentolu dolgu ile doldurulmakta, dördüncü aşamada topuklar üretilmekte ve sonuncu aşamada ise tüm kat çimentolu dolgu ile doldurulmuş olmaktadır.

İki eksenli düzlem deformasyon analizi kullanılmış ve bu analizde, önceki analizde belirtilen malzemelerin elastik özellikleri ile birlikte, %16 çimentolu dolgunun (4 hafta kür süreli) elastisite modülü 5,30 GPa Poisson oranı 0,22 ve yoğunluğu da $1,740 \text{ t/m}^3$ olarak bulunan değerleri kullanılmıştır.

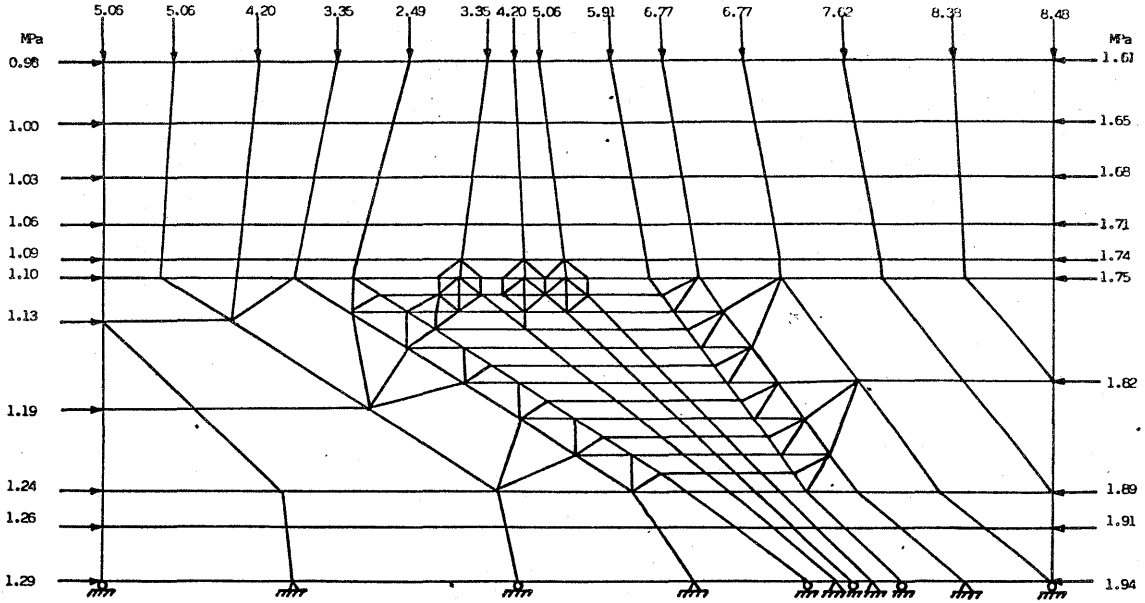
Bu analizden elde edilen sonuçta, hemen bütün aşamalarda deformasyonların çalışılan katta ihmal edilecek kadar az olduğunu göstermiştir. Bu durum dolgu malzemesinin etkisini göstermektedir. Çalışılan katta, üzerinde ve altındaki bölgede cevherde ve çimentolu dolguda oluşan çekme ve basınç gerilmelerinin şiddeti ise, cevherin ve çimentolu dolgunun çekme ve basınç dirençlerinden küçük olduğu için kattaki çalışmaların güvenlik içinde yapılacağı söylenebilir.

2.4. Yukarıdan Aşağı Çalışma İçin Sonlu Elemanlar Analizi

Aynı model ve meş, bu defa yukarıdan aşağı katlar halindeki çalışmayı izleyebilmek için kullanılmıştır. Sonuçta 420 m ana katı ile 390 m ara katı arasındaki 30 m kalınlıktaki cevherin yerine çimentolu dolgu dolduğunda görülmüştür ki deformasyonlar yönünden çok az (ihmal edilebilir) bir fark vardır. Birbirini takip eden katlarda oluşan çekme ve basınç gerilmeleri de daima çimentolu dolgunun çekme ve basınç dirençleri değerinden düşük olmuştur.



Şekil 9. Önerilen Yöntem İçin Jeomekanik Model (2)



Şekil 10. Sonlu Elemanlar Meşi ve Sınır Şartları

2.5. Çimentolu Dolgu Yerine Kaya Dolgu Kullanılması Halindeki Durum İçin Sonlu Elemanlar Analizi

Önerilen yöntemde 30 m kalınlıktaki cevher kütlesinin üretimi sonucu yerine yerleştirilen çimentolu dolgu olmayıp ta kaya dolgu olsaydı ne olurdu? Bunu anlamak için ayrı model ve sınır şartları kullanılarak bir sonlu elemanlar analizi yapılmıştır.

Çimentolu dolgulu durum ile kaya dolgulu durumun karşılaştırması, kaya dolgu kullanmanın arazi deformasyonları yönünden önemli problemler yarattığını göstermiştir. Kaya dolgu içindeki yer değiştirmeler çimentolu dolgu içine nazaran çok fazladır. Şunu da söylemek gerekir ki, gerek kaya dolgunun içindeki boşluk oranı gerekse yeraltı açıklığında tavana kadar doldurulmasının mümkün olmayışı nedeniyle, gerçekte beklenenek deformasyon kaya dolgulu durumda burada görüldüğünden çok daha fazla olacaktır.

Kaya dolgu içinde oluşan çekme gerilmelerinin şiddeti çimentolu dolgu içinde oluşanlara nazaran daha büyüktür ve kaya dolgunun çekme direnci ihmal edilir ölçüde olduğu için de arazi şartları çimentolu dolgu durumunda çok daha iyidir. Kaya dolgu kullanma durumunda, kaya dolguda oluşan basınç gerilmelerinin şiddeti kaya dolgunun çok düşük basınç direncinden yüksek olmaktadır.

Bu analiz göstermiştir ki çimentolu dolgu kullanılması daha uygun arazi şartları yaratmakta ve yeraltı işyerlerinin emniyetini arttırmaktadır.

3. SONUÇ

Sonlu elemanlar yöntemi ile madencilik için yapılacak çalışmalarda deformasyonlar ve gerilmeler yönünden kesin değerler elde edilmesini beklemek hata olur. Çünkü malzemelerin fiziksel ve mekanik özellikleri olarak girdi programlara verilen ve laboratuvarında elde edilen değerler gerçek değerler olamaz ve bunlar malzemenin yerindeki özelliklerini tam anlamıyla yansıtamaz.

Bu tür çalışmalarda önemli olan, elde edilen değerlerden ziyade yorumunu yapmak ve mevcut iki veya daha çok durumun karşılaştırmasını yaparak sonlu elemanlar yönteminden faydalanmaktır.

KAYNAKLAR

1. DESAI, C.S., 1972, Introduction to Finite Element Method, NewYork, Van Nostrand Reinhold Comp.
2. ÖNCE, G., 1982, A Study of Ground Control Problems Associated With Mining of a Steeply Inclined Chromite Orebody at Kavak Mine, Doktora Tezi, Newcastle Upon Tyne Üniversitesi (U.K).

SUYUN DEVRİLME TÜRÜ ŞEV YENİLMESİNE OLAN ETKİSİ VE
TASARIM NOMOGRAMLARININ GELİŞTİRİLMESİ

Effect of Water on Toppling and
Construction of Design Charts

Abdurrahim ÖZGENOĞLU*

A.Günhan PAŞAMEHMETOĞLU*

M.Ali HİNDİSTAN*

ÖZET

Bu yazıda, yatımı şev içine doğru olan süreksizlikler içeren kaya şevlerinde görülen devrilme türü yenilme ele alınarak, suyun şev stabilitesine olan etkisi incelenmiştir. Ayrıca değişik su durumları için şev tasarım nomogramları verilmiştir.

Suyun devrilme türü yenilmede stabilizeye yaptığı etki denge sınırı yöntemi kullanılarak araştırılmıştır. Analiz, tek parçalı kolonlardan oluşan basit şev geometrileri için yapılmasına karşın yine de çok sayıda değişken içermektedir. Bu nedenle, amaca uygun geliştirilen bir program yardımıyla değişik su durumları için bir dizi tasarım nomogramı oluşturulmuştur. Çalışmalar sonucunda, şev içindeki su seviyesi şev yüksekliğinin %50'sini aştığı durumlarda şev stabilitesini olumsuz yönde etkilediği görülmüştür.

ABSTRACT

In this paper toppling failure, which is observed in rock slopes with discontinuities dipping into the rock mass, is considered and effect of water on slope stability is investigated. Also, design charts incorporating water are developed for different water conditions.

Water effect on toppling failure is analysed using limit equilibrium method. Although the analysis is carried out for simple slope geometries it includes several variables. Therefore,

* ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, ANKARA

a computer program is written for this study, and it is used to prepare the design charts. At the end, it is seen that the presence of water reduces the stability of slopes when its height exceeds the 50% of the slope height.

1. GİRİŞ

1970'li yılların başına kadar kaya içinde açılan şevlerde yapılan analizlerde "Kayma", başlıca yenilme (failure) biçimi olarak kabul edildi. Bu yıllardan sonra yapılan kuramsal çalışmaların fiziksel ve sayısal modellerle ve arazi gözlemleriyle desteklenmesi sonucu "Devrilme" yeni bir yenilme biçimi olarak çalışıldı. Devrilme, doğrultusu şev aynasına paralel ve yatımı şev içine doğru olan düzgün tabakalaşma düzlemlerinden oluşmuş bir formasyonda açılan dik şevlerde görülebilecek bir yenilme biçimidir. Bu özellikleri gösteren formlardaki şev tasarımlarında devrilme olasılığı gözönünde bulundurulmalıdır.

Devrilme biçimi yenilmeye en eski örnek Vajont Slide'in kuzey aynasında olan bir yenilmedir. Müller (1968) tarafından blok dönmesi ya da devrilmesi diye tanımlanan bu olay araştırmacıların dikkatini çekmiştir. Kaya şevlerinde devrilme olabileceğine dair ilk kuramsal çalışmalar 1969 yılında Bray (1969) tarafından yapıldı. Bray'in ortaya koyduğu kuramsal bulgular Müller'in örneği ile birlikte Barton(1971), Ashby(1971), Soto(1974), Whyte (1973), Müller ve Hofmann(1970)'nın yaptığı fiziksel, Cundall (1971, 1978)'in yaptığı sayısal model çalışmalarıyla doğrulandı. Ashby'nin yaptığı model çalışmalarından elde ettiği bulgular daha sonra yapılan araştırmalar için önemli bir kaynak oluşturdu. Yeni bir yenilme biçimi olarak belirlenen devrilmenin doğada da var olduğu De Freitas ve Watters (1973)'in yaptığı arazi gözlemleri ile kanıtlandı. Daha sonraki araştırmalar bu tür yenilmenin görülebileceği şevlerde alınması gereken önlemleri de içerecek şekilde, şev tasarım çalışmaları ile birlikte sürdürüldü. Son yıllarda çalışılan kuramsal modelin temelini oluşturan denge sınırı yöntemi 1976 yılında Goodman ve Bray (1976) tarafından geliştirildi. Bu yöntem Hittenger (1978) tarafından suyun etkisini de kapsayacak şekilde yeniden düzenlenerek bilgisayar programı şekline getirildi. Bu çalışma Piteau ve arkadaşları (1981)'nce üç açık ocakta, devrilme eğilimi gösteren şevlerin sağlamlaştırılması amacıyla kullanıldı. Denge sınırı yöntemini kullanarak Zambak (1983), ve Choquet ve Tanon (1985) şevlerin tasarımında ve yenilme eğilimi gösteren şevlerin sağlamlaştırılmasında kullanılabilecek nomogramlar geliştirdiler.

Suyun devrilme üzerinde olumsuz etki yaptığı bilinmesine rağmen, bu tür yenilmelerin görülebileceği şevlerdeki eklem takımları nedeniyle suyun tamamen drene olacağını varsayarak, Zambak (1983) ve Choquet ve Tanon(1985) tasarım nomogramları oluştururlarken su basıncını hesaba katmamışlardır.

Bu çalışmada, drenajın engellenmesi olasılığı gözönüne alınarak suyun, devrilme biçimi yenilmelerde şev stabilitesine yaptığı etki denge sınırı yöntemi kullanılarak araştırıldı ve değişik su seviyeleri için şev tasarım nomogramları oluşturuldu. Ayrıca, diğer değişkenlerin stabiliteye yaptığı etki de araştırıldı.

2. DEVRİLME TÜRLERİ

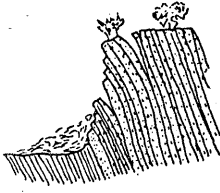
Değişik mekanizmalar ile gelişen farklı devrilme türleri vardır. Arazide rastlanabilecek bu devrilme türleri Goodman ve Bray(1976) tarafından, yıkılmanın başlangıç nedenlerine göre farklı iki grupta tanımlanmıştır. Kayanın yoğunluğu ve süreksizliklerin sürtünme özelliklerinden doğan iç kuvvetlerin etkisiyle oluşan üç değişik devrilme türü birinci grupta toplanmıştır. Bunların dışında, bazı doğal olayların ya da dış kuvvetlerin uyarısıyla oluşabilecek ve ikincil devrilme türleri diye adlandırılan beş değişik devrilme türü ikinci grupta toplanmıştır. Bu devrilme türleri ayrıntılı olarak Şekil 1 ve 2'de verilmiştir.

3. DEVRİLME ANALİZ YÖNTEMLERİ

Devrilme biçimi yenilmeler Goodman ve Bray (1976)'ın geliştirdiği "denge sınırı" yöntemi ile sayısal çözümlemenin yanında, Barton(1971)'un geliştirdiği "eğilim çerçevesi", Erguvanlı ve Goodman (1972) tarafından geliştirilen "taban sürtünmesi" gibi fiziksel ve Cundall (1978)'in geliştirdiği "dinamik gevşeme" gibi nümerik modellerle de incelenebilir.

Yöntemlerin avantaj ve dezavantajları Tablo 1'de özetlenmiştir.

Denge sınırı yöntemi, belirli devrilme durumuna uygulanabilir olmasına rağmen devrilmeye etki eden öğelerin araştırılmasına kolaylık sağlar. Bu aşamada kırılıp deforme olmayan tek parça kolonlardan oluşmuş şevlerin analizi için geçerli olan bu yöntem,



a) Büküme devrilmesi

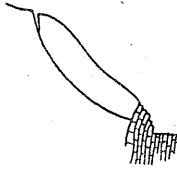


b) Blok devrilmesi

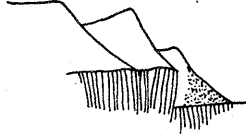


c) Blok - büküme devrilmesi

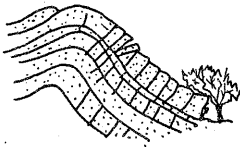
Şekil. 1. Esas devrilme türleri (Goodman ve Bray'den, 1976)



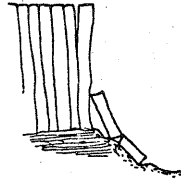
a) Topukta devrilme



b) Tabanda devrilme



c) Başta devrilme



d) Havanın etkisiyle oluşan devrilme



e) Gerilim çatlağından doğan devrilme

Şekil. 2. İkincil devrilme türleri (Goodman ve Bray'den, 1976)

Tablo 1. Devrilme Analiz Yöntemlerinin Avantaj ve Dezavantajları

Yöntemin Adı	Avantajları	Dezavantajları
Eğilim Gerçevesi	. Niceliksel sonuçlar elde edilebilir . Blokların şekli değiştirilerek çeşitli konfigürasyonlar modellenebilir.	. Kayma için hesaplanan emniyet kat-sayısı devrilme durumunda yetersiz kalmaktadır.
Taban Sürtünmesi	. Blok ve blok-bükülme devrilmelerinin fenomenaları incelenebilir . Karmaşık geometrik yapılar modele aktarılabilir . Kolay, çabuk ve ekonomiktir	. Tasarım amacıyla kullanılması sınırlıdır. . Geometrideki değişikliklerin etki-sinin hassas olarak saptanması oldukça zordur . Kayanın fiziksel özelliklerindeki değişiklikleri sınırlı blok malze-mesiyle elde etmek zordur.
Dinamik Gevşeme	. Ortamın kinematik davranışları ince-lenebilir . Yıkılma biçiminin önceden saptanmasını gerektirmez . Ardışık yıkılma, karmaşık jeolojik yapı modellenebilir	. Bloklar tam rijid varsayılmaktadır.
Denge Sınırı	. Pratik amaca yöneliktir . Devrilmeye etki eden öğelerin araştırılmasına yardım eder . Devrilmeyi kayma ile karşılaştırma olanağı sağlar . Suyun etkisi kolaylıkla simule edilebilir	. Kuramsal model çeşitli varsayımlar yapılarak oluşturulmaktadır . Belli yıkılma biçimine uygulanabil-mektedir.

sayısal bir sonuç verdiğinden (emniyet katsayısı) ve devrilmeyi kayma ile karşılaştırma olanağı sağladığından yararlıdır. Ayrıca, çalışmada esas alınan suyun devrilme türü yenilmede şev stabilitesine yaptığı etkiyi incelemek için tek yöntemdir.

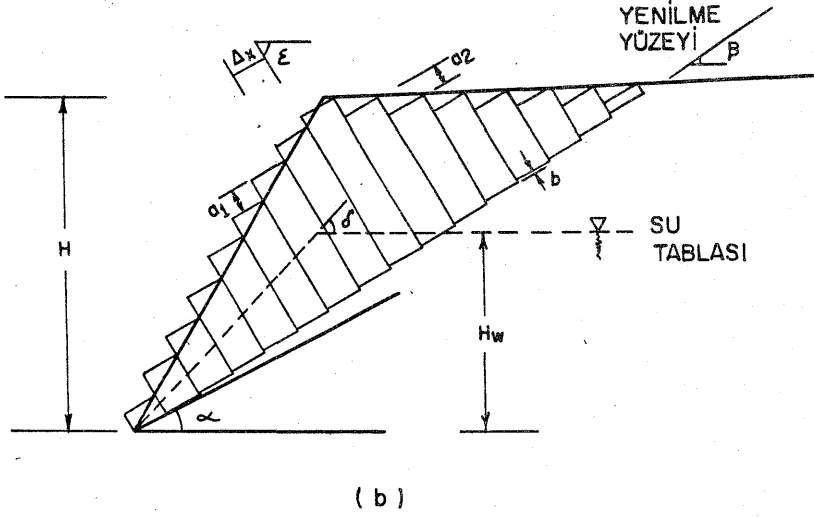
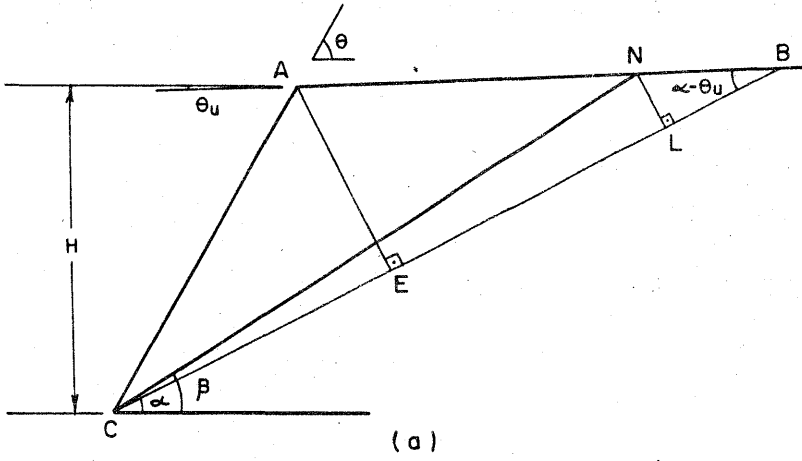
3.1. Denge Sınırı Yöntemi ile Basamaklı Taban Üzerinde Devrilme Analizi

Goodman ve Bray (1976) tarafından geliştirilen denge sınırı yöntemi basamaklı taban üzerinde duran tek parça bloklardan oluşan bir şevin stabilitesini incelemek amacıyla kullanılabilir. Düz taban üzerinde duran bloklardan oluşmuş bir şevin stabilitesi bu aşamada ancak bir fiziksel model (eğilim çerçevesi) ile incelenebilir. Çünkü düz taban üzerindeki bloklar devrilme sırasında farklı davranışlar gösterirler, ki bu davranışların sayısal analiz yöntemine aktarılması zordur.

Denge sınırı yöntemine esas olan kuramsal şev modeli, ya yapısal olarak var olan ya da kolonların bükülmesi sonucunda süreksizliklere dik kırılmalarıyla oluşacağı varsayılan basamaklı taban üzerinde duran ardışık bloklardan oluşmaktadır (Şekil 3). Bloklar bu basamaklar üzerinde devrilme yada kayma gösterirler. Modelin oluşturulmasındaki diğer varsayımlar şunlardır;

- bloklar tek parçadır,
- bloklar kırılmaz ve deforme olmaz,
- blok genişlikleri ve süreksizliklerin yatım açıları sabittir ve
- yenilme yüzeyindeki basamaklar aynı yüksekliktedir.

Analiz, bu varsayımlarla oluşturulan şev modelindeki en üst bloktan başlayarak, bloklar üzerinde etkin olan kuvvetlerin (blokun kendi ağırlığı, yüzeylerdeki sürtünmeden doğan kuvvet ve bir önceki blokun itme kuvveti) her blok için ayrı ayrı çözülmesiyle yapılır. Bir blokun çözülmesi sonucunda bulunan nihai kuvvet, bir alttaki blok üzerine uyguladığı itme kuvvetidir. Bu şekilde devam eden çözümlemeler sonucunda topuktaki blok için bulunan nihai kuvvetin büyüklüğü (P_1) şevin stabilitesini tanımlamaktadır. Buna göre:



- | | |
|---|--|
| H : Şev yüksekliği (m) | β : Yenilme yüzeyinin genel eğimi ($^{\circ}$) |
| θ : Şev açısı ($^{\circ}$) | δ : Su tablasının düşüş açısı ($^{\circ}$) |
| θ_u : Şev üst yüzey eğimi ($^{\circ}$) | H_w : Su tablasının yüksekliği (m) |
| α : Blok taban eğimi ($^{\circ}$) | Δx : Blok genişliği (m) |
| ϵ : Süreksizlik yatım açısı ($^{\circ}$) | a_1, a_2, b : Basamak yükseklikleri (m) |

Şekil . 3 Tek parça bloklardan oluşmuş şev modeli

$P_1 < 0$ ise şev stabil,

$P_1 = 0$ ise şev tam denge konumunda,

$P_1 > 0$ ise şev stabil değil'dir.

4. SUYUN DEVRİLMEYE OLAN ETKİSİNİ İÇEREN TASARIM NOMOGRAMLARININ HAZIRLANMASI

4.1. Suyun Blok Üzerindeki Etkileri

Bu çalışmada, şev içindeki suyun tamamen drene olmayacağı ve su tablasının Şekil 3(b)'de görüldüğü gibi oluşacağı varsayılmıştır.

Yağışsız uzun bir devreden sonra, yağın kuvvetli yağmurun süreksizliklere girmesi bir takım yüzey drenaj sistemleri ile önlenmezse; bu yağış, süreksizliklerde ani su basınç artışlarına neden olabilir. Aynı durum drenaj yollarının daralması ile drenaj hızının düşmesi sonucunda da görülebilir.

Süreksizlikler içinde oluşacak su, blokların tabanına ve yan yüzeylerine basınç uygulayacaktır. Bu basınçların şev stabilitesine etkisinin analizini yapmak için basınç dağılımının ne şekilde olduğunu tesbit etmek gerekir. Bunun için, su basıncının derinlikle birlikte doğrusal arttığı varsayılmıştır. Bu varsayıma göre tipik bir blok üzerinde oluşan basınç dağılımı Şekil 4'deki gibi olacaktır.

Şekil 4'de görüldüğü gibi, blokun tabanında ve yan yüzeylerinde oluşan su kuvvetleri (V,U,Z) kenarlara dik biçimde, blokun içine doğru etki ederler. Bu kuvvetlerin şev stabilitesine etkisini incelemek için denge sınırı yönteminde kullanılan eşitlikler bu kuvvetleri de içerecek şekilde düzenlenmelidir.

4.2. Denge Sınırı Yönteminin Su Etkisini İçerecek Şekilde Formüle Edilmesi

Şekil 3(b)'deki gibi düzenli bloklardan oluşan bir şev düşünelim. Bu şevin açısı θ , şev üst yüzey eğimi θ_u , blokların taban açısı α

ve yıkılma yüzeyinin genel eğimi β olsun. Buna göre şekilde verilen basamak yükseklikleri a_1 , a_2 ve b aşağıdaki eşitliklerden bulunur.

$$a_1 = \Delta x \cdot \tan(\theta - \alpha)$$

$$a_2 = \Delta x \cdot \tan(\alpha - \theta_u)$$

$$b = \Delta x \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

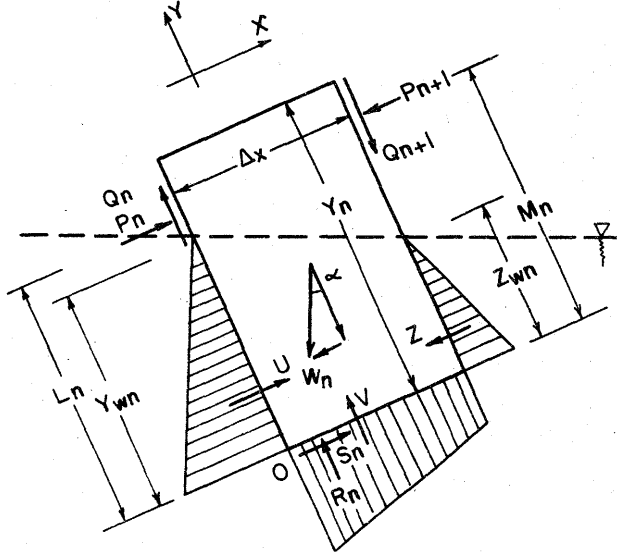
Herhangibir blokun (n) yüksekliği şev içindeki konumuna göre hesaplanır. Şev tepesindeki ve altındaki blokların yükseklikleri,

$$Y_n = n(a_1 - b) + b$$

tepe gerisindeki blokların yükseklikleri

$$Y_n = Y_{n-1} - (a_2 + b),$$

eşitlikleriyle bulunur.

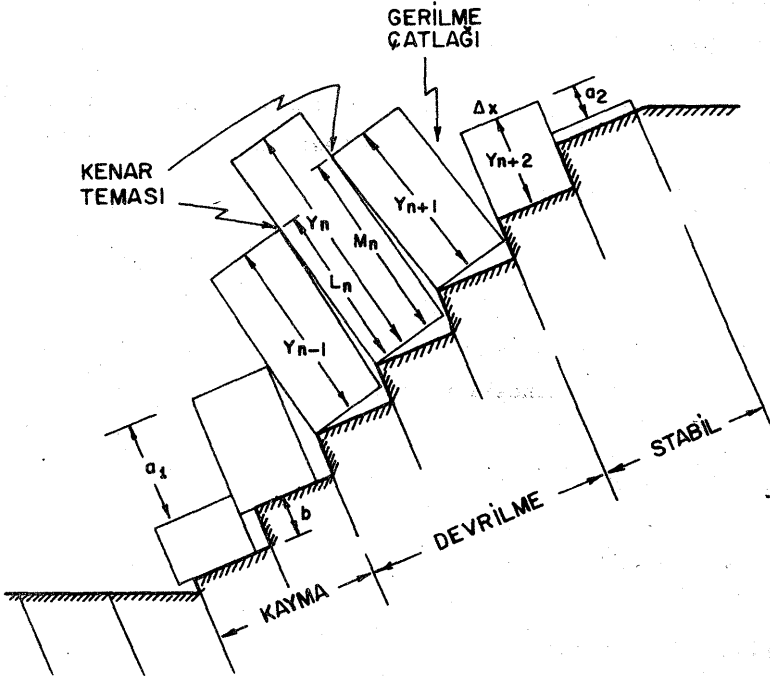


Şekil 4.n'inci Blok Üzerinde Etkin olan Kuvvetler.

Bloklarda devrilme başladığı anda Şekil 5'te görüldüğü gibi üç değişik davranış bölgesi gözlenir. Topukta kayma, ortada devrilme olurken üst kısım stabildir. Devrilmenin olduğu bölgede bloklar arasında belli noktalarda kenar-yüzey teması olacaktır. Bu noktaların blok tabanına olan mesafesi P_n ve P_{n+1} kuvvetlerinin (nihai kuvvetler) moment kollarını (L_n, M_n) verir. Şekilde görülen, stabil bölgeyi hareket eden kısımdan ayıran gerilim çatlağının yeri tek blok devrilme kriterinden yararlanılarak bulunur. Yani çatlak,

$$Y_{n+2} < \Delta x \cdot \cot \alpha < Y_{n+1}$$

koşuluna göre yükseklikleri Y_{n+2} ve Y_{n+1} olan bloklar arasında oluşur.



Şekil 5. Basamaklı Tabanda Devrilme (Goodman ve Bray'den, 1976)

Eğer bir blok devrilme konumunda ise nihai kuvvetlerin moment kolları, Şekil 4'te gösterildiği gibidir. Bu değerler:

tepe altındaki bloklar için $M_n = Y_n$

$$L_n = Y_n - a_1$$

tepedeki blok için $M_n = Y_n - a_2$

$$L_n = Y_n - a_1$$

tepe gerisindeki bloklar için $M_n = Y_n - a_2$

$$L_n = Y_n$$

eşitliklerinden hesaplanır.

Blokların ağırlığı, $W = Y_n \cdot \Delta x \cdot \gamma$ ile bulunur. Burada γ , kayacın yoğunluğudur.

Suyun etkisinde kalan blokların her iki tarafındaki süreksizlikler içinde oluşacak su yüksekliklerini hesaplamak için su tablasının düşüş açısı bilinmelidir. Bu da:

$$\delta = \tan^{-1} (H_w \cdot \tan \theta / H)$$

eşitliğiyle hesaplanır. Buna göre, süreksizlikler içindeki su yükseklikleri: şev tepesindeki ve altındaki bloklar için

$$Z_{wn} = Y_{wn} + \Delta x \cdot \tan(\delta - \alpha)$$

$$Y_{w(n+1)} = Z_{wn} - b$$

tepe gerisindeki bloklar için

$$Z_{wn} = Y_{wn} - \Delta x \cdot \tan \alpha$$

$$Y_{w(n+1)} = Z_{wn} - b$$

ile ifade edilebilir. Burada Z_w ve Y_w sırasıyla blokların sağ ve sol süreksizliklerinde oluşan su yükseklikleridir.

Tipik bir bloktaki denge sınırı koşullarını belirlemek için n'inci blok üzerinde etkin olan kuvvetlerden yararlanılır (Şekil 4).

Blokun stabilitesini kontrol eden P_n kuvveti, devrilme koşulu için kuvvetlerin 0 noktası etrafında momenti alınarak bulunur. Herhangi bir noktaya göre alınan momentlerin toplamı sıfır olacağından,

$$P_n L_n + M_u + Q_{n+1} \Delta x + W_n \cos \alpha \Delta x / 2 - P_{n+1} M_n - Y_n \sin \alpha \Delta x / 2 - M_v - M_z = 0 \dots (1)$$

Blokların hareketi esnasında temas köşeleri yan yüzeyler üzerinde kayacağından, doğan sürtünme kuvveti, $Q_{n+1} = \tan \phi_s P_{n+1}$ olur. ϕ_s , blok yan yüzeylerinin sürtünme açısıdır. 1 no'lu eşitlikteki su kuvvetlerinin yarattığı momentler (M_u, M_v, M_z) integrasyonla bulunur.

En genel anlamda kuvvet dağılımlarının herhangi bir noktada yaptıkları momentlerin toplamı,

$$M = \int_0^x F \cdot x \cdot dx$$

şeklinde tanımlanabilir. Bu integralde F kuvvet ve x moment koludur. Buna göre,

$$M_u = \int_0^{Y_{wn}} (Y_{wn} - Y) \gamma_w Y dY = (Y_{wn}^3 \gamma_w) / 6$$

$$M_v = \int_0^{\Delta x} \left| \frac{(Z_{wn} - Y_{wn})}{x} X + Y_{wn} \right| \gamma_w X dX = (Z_{wn}^2 \Delta x^2 / 3 + Y_{wn}^2 \Delta x^2 / 6) \gamma_w$$

$$M_z = \int_0^Z (Z_{wn} - Z) \gamma_w Z dz = (Z_{wn}^3 \gamma_w) / 6$$

bulunur. γ_w , suyun yoğunluğudur. Bunlar 1 no'lu eşitlikte yerlerine konarak eşitlik P_n için çözüldüğünde, aşağıdaki ilişki elde edilir.

$$P_n = \left| P_{n+1} (M_n - \tan \phi_s \Delta x) + W_n (Y_n \sin \alpha - \Delta x \cos \alpha) / 2 \right. \\ \left. + \gamma_w (Z_{wn}^3 / 6 + \Delta x^2 Z_{wn} / 6 + \Delta x^2 Y_{wn} / 6 - Y_{wn}^3 / 6) \right| / L_n = P_{n,t} \quad \dots (2)$$

Kayma için çözümlere yapmadan önce sürtünmeden doğan Q_n kuvveti hakkında benzer varsayımın yapılması gerekir. Eğer $Q_n = \tan \phi_s P_n$ ise, kaymayı kontrol eden P_n kuvveti X,Y yönüne paralel kuvvetlerin çözülmesi ile elde edilebilir.

X yönünde toplam kuvvet sıfır olacağından,

$$P_n - P_{n+1} + S_n + U - Z - W_n \sin \alpha = 0 \\ S_n = P_{n+1} - P_n + W_n \sin \alpha + Z - U \quad (3)$$

Aynı şekilde, Y yönündeki toplam kuvvet de sıfırdır.

$$R_n - W_n \cos \alpha - Q_{n+1} + Q_n + V = 0 \\ R_n = \tan \phi_s (P_{n+1} - P_n) + W_n \cos \alpha - V \quad (4)$$

Öte yandan bloğun kayması durumunda tabanda doğan sürtünme kuvveti

$$S_n = \tan \phi_B R_n \quad (5)$$

olur. Burada ϕ_B tabandaki sürtünme açısıdır. 3 ve 4 no'lu eşitlikler 5 no'lu eşitlikteki yerlerine konarak eşitlik P_n için çözüldüğünde,

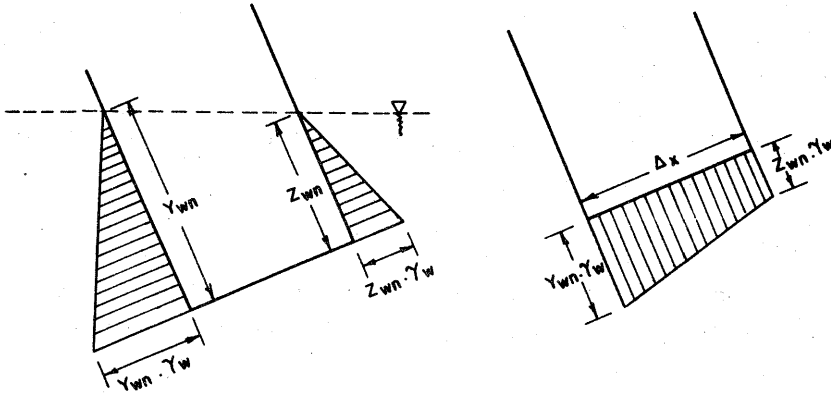
$$P_n = P_{n+1} + \frac{W_n (\sin \alpha - \tan \phi_B \cos \alpha) + Z - U - \tan \phi_B V}{(1 - \tan \phi_B \tan \phi_s)} \quad (6)$$

bulunur. Bu eşitlikte bilinmeyen su kuvvetleri (U,V,Z) Şekil 6 yardımıyla kolayca bulunur.

$$U = Y_{wn}^2 \gamma_w / 2$$

$$V = (Z_{wn} + Y_{wn}) \Delta x \gamma_w / 2$$

$$Z = Z_{wn}^2 \gamma_w / 2$$



Şekil 6. Blok Yan Yüzeylerinde ve Tabanında Oluşan Su Basınclarının Dağılımı.

Bunlar 6 no'lu eşitlikte yerlerine konulduğunda aşağıdaki sonuç elde edilir.

$$P_n = P_{n+1} + |W_n (\sin \alpha - \tan \phi_B \cos \alpha) + \gamma_w (Z_{wn}^2 - Y_{wn}^2) / 2 + \tan \phi_B \Delta x \gamma_w (Z_{wn} + Y_{wn}) / 2| / (1 - \tan \phi_B \tan \phi_S) = P_{n,s} \quad (7)$$

Her blok için ayrı ayrı hesaplanan $P_{n,t}$ ve $P_{n,s}$ değerleri aşağıdaki koşullardan birini sağlayacaktır. Yani,

$$\text{eğer } P_{n,t} > P_{n,s}$$

$$\text{ve } > 0 \quad \text{ise } P_n = P_{n,t} \text{ olur ve blok devrilir,}$$

eğer $P_{n,s} > P_{n,t}$

ve > 0 ise $P_n = P_{n,s}$ olur ve blok kayar,

eğer $P_{n,s}$ ve $P_{n,t} < 0$ ise $P_n = 0$ olur ve blok stabildir.

4.3. Nomogramların Hazırlanması

Görüldüğü gibi bu yöntem basit şev geometrilerine uygulanabilmesine karşın çok sayıda parametre içermektedir. Bu nedenle amaca uygun bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Denge sınırı analizi için geometrik parametrelerin yanında kayanın yoğunluğu (γ), suyun yoğunluğu (γ_w), blok yan yüzeylerinin ve tabanının sürtünme açıları (sırasıyla ϕ_s ve ϕ_B) bilinmelidir.

Analize, yenilme yüzeyinin genel eğimi (β) için bir varsayım yaparak başlamak gerekir. Bu çalışmada Hittenger (1978)'in taban sürtünmesi modeli ile yaptığı çalışmalardan elde ettiği sonuçlara göre önerdiği ve diğer araştırmacıların bulgularıyla da uyum sağlayan aşağıdaki bağıntı esas alınmıştır.

$$\beta = \alpha + 15^\circ$$

Bilgisayar programında şev yüksekliği (H), blok genişliği (Δx) süreksizlik yatım açısı (ϵ), kayacın yoğunluğu (γ), suyun yoğunluğu (γ_w), su tablası yüksekliğinin şev yüksekliğine oranı (H_{wt}) ve sürtünme açıları (ϕ_s, ϕ_B) girdi olarak kullanılmıştır. Yapılan ön çalışmalar sonucunda γ parametresinin değişmesi denge sınırı koşulunu etkilemediği gözlemlendiğinden ve γ_w değeri değişmeyeceğinden bu parametreler analiz boyunca sabit tutulmuştur. Ayrıca, H ve Δx değerleri değişse bile ikisi arasındaki oran ($H/\Delta x$) aynı olduğu durumlarda analiz sonucunun değişmediği de gözlenmiştir. Bu nedenle $H/\Delta x$ oranı değişken olarak alınmıştır. Analizde ϕ_B değerinin ϕ_s değeriyle aynı olduğu varsayılmıştır.

Program her defasında H, ϵ, H_{wt} ve θ_s değerlerinin değiştirilmesiyle elde edilen kombinasyon için çalıştırılmıştır. Program içinde şev açısı (θ) için bir başlangıç değeri alınmış ve bu değer tanımlanan iterasyon aralıklarıyla (ilk aşamada 10 derece, daha sonra 1 derece, 0.1 derece,..... şeklinde devam etmiştir) değiştirilerek denge koşulunu sağlayan θ değeri bulunmuştur. Her defasında elde edilen sonuç oluşturulan nomogramlar üzerinde sadece bir noktayı tanımlamıştır.

Elde edilen sonuçları özetleyen nomogramların hazırlanmasında en kolay kullanımın sağlanması ve bütün değişkenleri içermesi amaçlanmıştır. Her ayrı su durumu için, $H/\Delta x$ ile θ arasındaki ilişkiyi (denge sınırında) değişik ϵ değerleri için veren eğriler çizilerek Şekiller 7-10'da verilen nomogramlar elde edilmiştir. Nomogram sayısı fazla olacağından, burada sürtünme açısı değerlerinden sadece biri için ($\phi_s = \phi_B = 30^\circ$) oluşturulan nomogram seti verilmiştir. Bu değişkenin yaptığı etkiye ileride değinilecektir.

4.4. Nomogramların Kullanılması

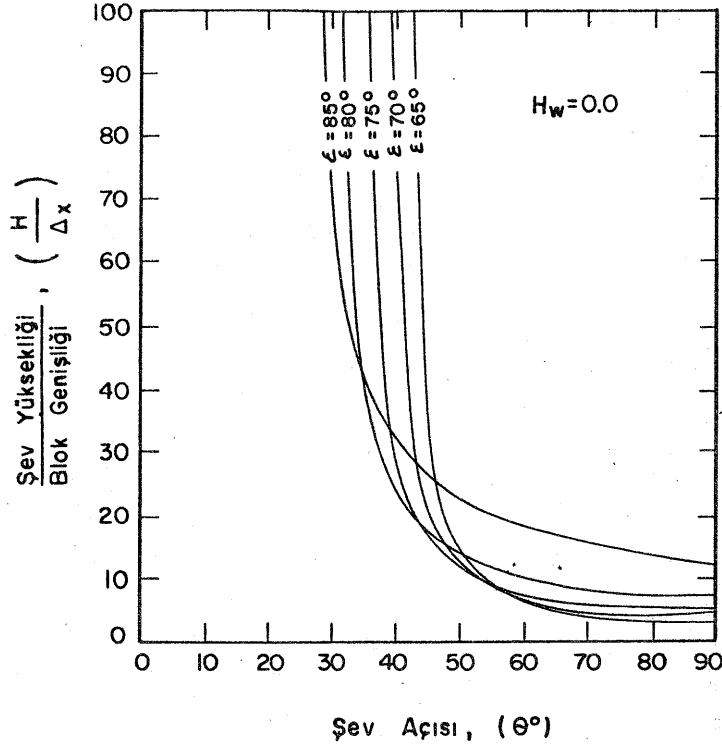
Suyun devrilmeye yaptığı etkiyi incelemek için yapılan bu çalışmada oluşturulan tasarım nomogramlarından bir kısmı yazı içinde verilmiştir. Devrilmeyi etkileyen değişkenlerin belli değerleri için oluşturulan bu nomogramlar, değişik değerler için interpolasyona sonuçlar elde etmek amacıyla kullanılabilir. Bunun yanında, geliştirilen bilgisayar programı (Hindistan, 1986) benzer nomogramlar oluşturmak içinde kullanılabilir.

Nomogramların kullanılmasına ilişkin bir örnek aşağıda verilmiştir.

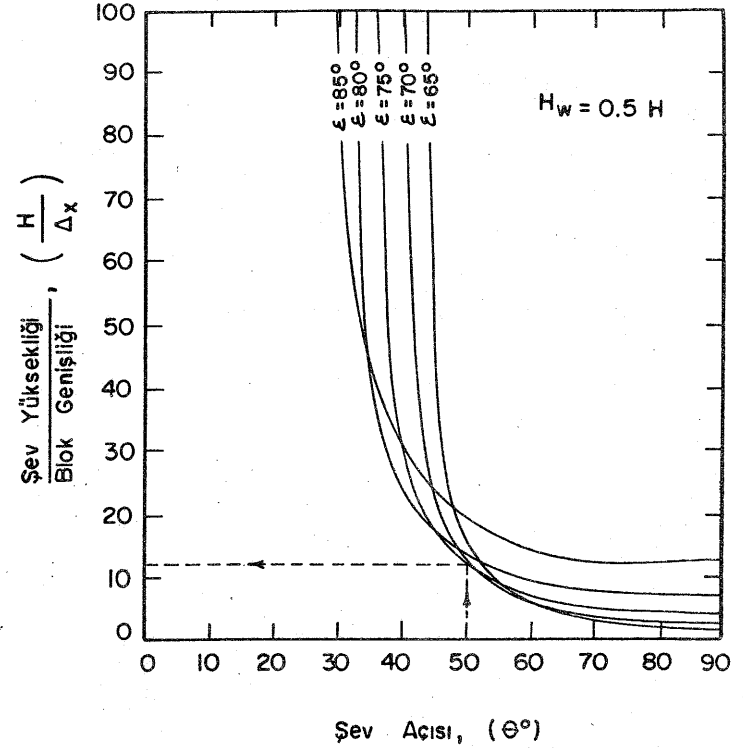
Örnek : Değişkenler için arazide elde edilen değerler şöyle olsun:

$$\phi_s = \phi_B = 30^\circ, \quad \epsilon = 70^\circ, \quad \Delta x = 2m, \quad H_w = 0.5 H$$

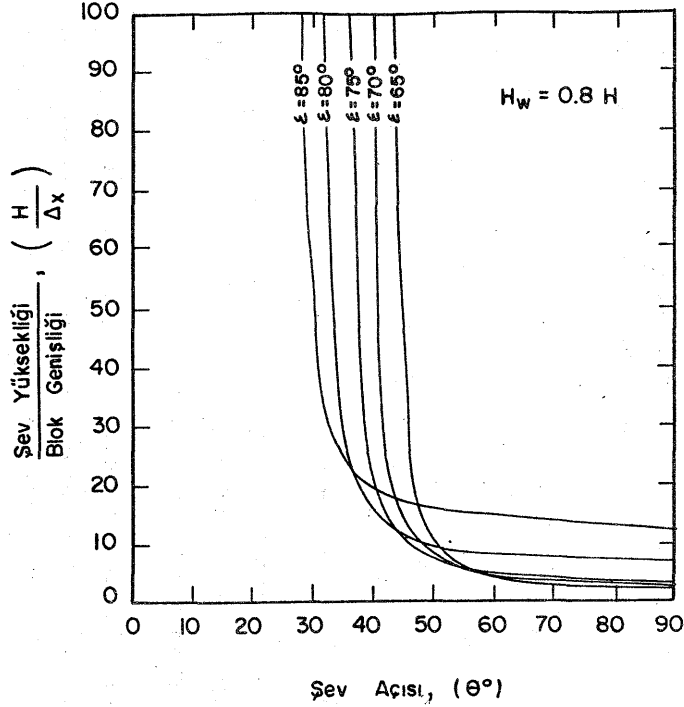
Tasarımda şev açısının 50° alındığını düşünelim. Bu şartlar altında denge sınırı için ($P_1=0$) gerekli şev yüksekliği Şekil 8'den bulunur. Şekilde görüldüğü gibi şev açısı 50° ve süreksizlik yatım açısı 70° için, dik eksenden $H/\Delta x$ oranı 12 okunur.



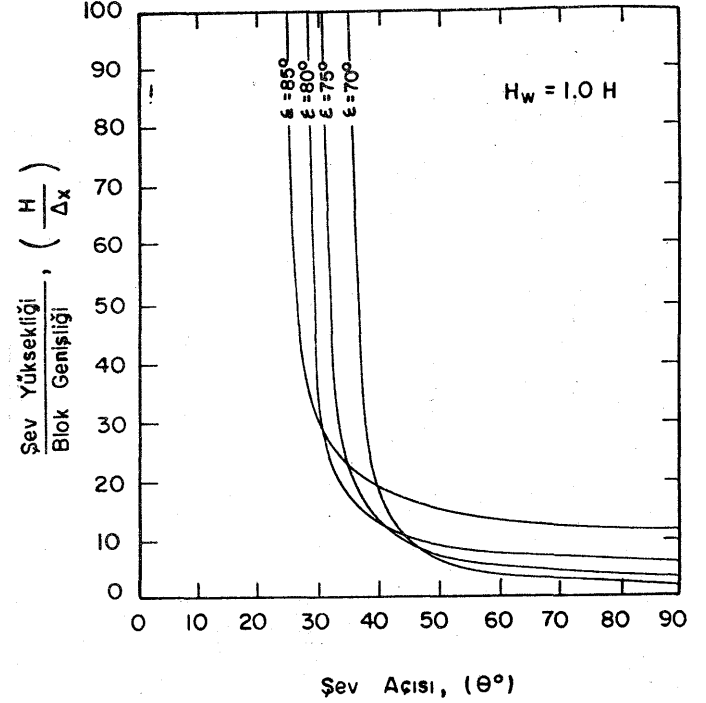
Şekil . 7 $H_w = 0$, $\phi_s = \phi_B = 30^\circ$ ve $\gamma = 2700 \text{ kg/m}^3$ değişkenleri için $H/\Delta x - \Theta$ tasarım nomogramı (ϵ , süreksizlik yatım açısı)



Şekil . 8 $H_w = 0.5 H$, $\phi_s = \phi_B = 30^\circ$ ve $\gamma = 2700 \text{ kg/m}^3$ değişkenleri için $H/\Delta x - \Theta$ tasarım nomogramı (ϵ , süreksizlik yatım açısı)



Şekil . 9 $H_w = 0.8 H$, $\phi_s = \phi_B = 30^\circ$ ve $\gamma = 2700 \text{ kg/m}^3$ değişkenleri için $H/\Delta x - \theta$ tasarım nomogramı (ϵ , süreksizlik yatım açısı)



Şekil . 10 $H_w = 1.0 H$, $\phi_s = \phi_B = 30^\circ$ ve $\gamma = 2700 \text{ kg/m}^3$ değişkenleri için $H/\Delta x - \theta$ tasarım nomogramı (ϵ , süreksizlik yatım açısı)

O halde,

$$H/\Delta x = 12 \text{ ise } H = 12 \times 2 = 24 \text{ metre bulunur,}$$

Eğer şev yüksekliği 24 m'den büyük ise şev stabil değil, küçük ise stabil demektir. O zaman, şev için emniyet katsayısı, E.K.,

$$E.K. = \frac{\text{denge sınırı için gerekli } H}{\text{arazide elde edilen } H} \text{ olarak hesap edilir.}$$

Benzer şekilde,

$$E.K. = \frac{\text{arazide elde edilen } \Delta x}{\text{denge sınırı için gerekli } \Delta x}$$

veya

$$E.K. = \frac{\text{denge sınırı için gerekli } H/\Delta x}{\text{arazide elde edilen } H/\Delta x} \text{ olarak ta hesaplanabilir.}$$

Bunlardan herhangibiri ile yapılan hesaplama sonunda elde edilen değere göre şevin stabilitesi tanımlanır. Eğer,

E.K. > 1 ise şev stabil,

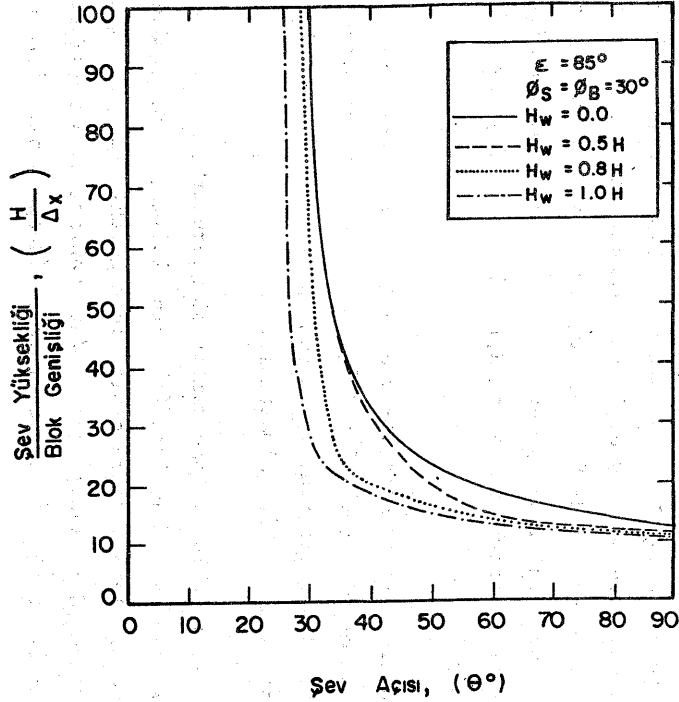
E.K. < 1 ise şev stabil değil,

E.K. = 1 ise şev denge konumundadır.

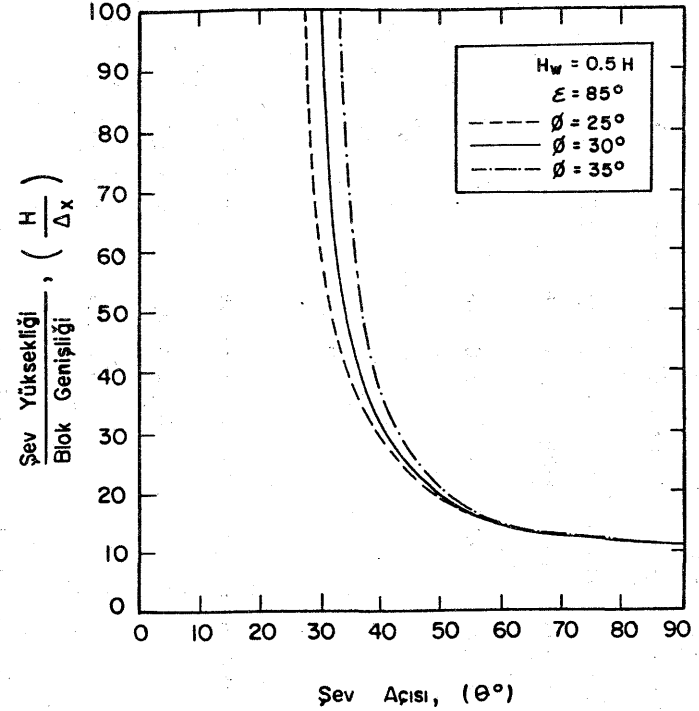
5. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yapılan bu çalışmada su ile birlikte diğer değişkenlerin de şev stabilitesine yaptıkları etki incelenmiştir. Bu incelemeler sonucunda aşağıdaki bulgulara ulaşılmıştır;

1) Su seviyesinin etkisi: Şekil 11'de görüldüğü gibi, su seviyesi şev stabilitesini olumsuz yönde etkilemekte ve sabit $H/\Delta x$ oranında denge sınırı için gerekli şev açısını düşürmektedir. Bu etki özellikle



Şekil . 11 Değişik su seviyeleri için $H/\Delta x - \theta$ ilişkisi
($\varepsilon = 85^\circ$, $\phi_S = \phi_B = 30^\circ$, $\gamma = 2700 \text{ kg/m}^3$)



Şekil . 12 Değişik içsel sürtünme açıları için $H/\Delta x - \theta$ ilişkisi
($H_w = 0.5H$, $\varepsilon = 85^\circ$, $\gamma = 2700 \text{ kg/m}^3$)

su seviyesi şev yüksekliğinin %50'sini aştıktan sonra artmaktadır. Çünkü düşük seviyelerde su tablasının düşüş açısı genellikle yenilme yüzeyinin altında kalmakta ve blokları etkilememektedir.

Ayrıca, $H/\Delta x$ oranı 15 ile 30 arasında olduğunda suyun şev stabilitesine yaptığı etki daha fazladır. Şöyleki,

$$\begin{array}{llll} H/\Delta x = 20 \text{ ve } \epsilon = 85^\circ \text{ için } H_w = 0 \text{ ise} & \theta = 57^\circ & \Delta\theta = 8^\circ \\ & H_w = 0.5H \text{ ise} & \theta = 49^\circ & \Delta\theta = 12^\circ \\ & H_w = H \text{ ise} & \theta = 37^\circ \end{array}$$

$$\begin{array}{llll} H/\Delta x = 100 \text{ ve } \epsilon = 85^\circ \text{ için } H_w = 0 \text{ ise} & \theta = 29^\circ & \Delta\theta = 0^\circ \\ & H_w = 0.5H \text{ ise} & \theta = 29^\circ & \Delta\theta = 4^\circ \\ & H_w = H \text{ ise} & \theta = 25^\circ \end{array}$$

2) Sürtünme açısının etkisi: Analizde kullanılan bir diğer değişken olan yüzeylerdeki sürtünme açısının etkisi Şekil 12'de gösterilmiştir. Buna göre denge sınırı için gerekli şev açısı (sabit bir ϵ ve H_w değerleri için) bu açı ile birlikte artmakta ya da azalmaktadır. Sürtünme açısının etkisi de $H/\Delta x$ oranına bağlı olarak azalıp çoğalmaktadır. $H/\Delta x$ oranı azaldıkça (kabaca 60'ın altına düştükçe) sürtünme açısının etkisi de azalmakta ve yaklaşık 15'e gelindiğinde bu etki yok olmaktadır.

3) $H/\Delta x$ oranının etkisi: $H/\Delta x$ ile θ arasındaki ilişkiyi esas alarak çizilen nomogramlardan (Şekiller 7,8,9 ve 10) görüleceği üzere $H/\Delta x$ oranı arttıkça denge sınırını veren şev açısı düşmekte ve belli bir $H/\Delta x$ oranından sonra sabit kalmaktadır.

4) Yatım açısının etkisi : Nomogramlar oluşturulurken $H/\Delta x - \theta$ ilişkisi farklı süreksizlik yatım açıları (ϵ) için çizilmişti. Bunlardan, ϵ azaldıkça, genel olarak, denge sınırı için gerekli şev açısının arttığı görülmektedir. Ancak, küçük $H/\Delta x$ oranlarında süreksizlik yatım açıları ile birlikte şev açısının da (denge sınırı için gereken) azaldığı görülmektedir.

6. SONUÇ

Bu çalışmada yatımı şev içine doğru olan süreksizlikler içeren kaya şevlerinde görülen devrilme türü yenilme ele alınarak suyun stabilizeye olan etkisi araştırılmış ve bu etkiyi içeren tasarım nomogramları geliştirilmiştir. Bu amaca ulaşmak için denge sınırı yöntemine ilişkin eşitlikler yeniden düzenlenmiş ve bir bilgisayar programı yazılmıştır. Suyun stabilizeyi, özellikle yüksek su seviyelerinde ($H_w/H > 0,5$) olumsuz olarak etkilediği görülmüştür. Ayrıca, şev yüksekliği, blok genişliği, sürtünme açısı, süreksizliklerin yatım açısı gibi parametrelerin devrilme türü yenilmede stabilizeyi nasıl etkilediği irdelenmiştir.

KAYNAKLAR

ASHBY, J. (1971), Sliding and toppling models and jointed rock slopes, M.Sc Thesis, London University, Imperial College.

BARTON, N.R. (1971), A model study of the behaviour of steep excavated slopes, Ph.D. Thesis, London University, Imperial College.

BRAY, J.W. (1969), Seminar on Toppling failure, Rock Mech. Dept. London University, Imperial College.

CHOQUET, P. and TANON, D.D.B. (1985), Nomograms for the assessment of toppling failure in rock slopes, 26th US Symposium on Rock Mechanics, Rapid City, pp. 19-30.

CUNDALL, P. (1971), The measurement and Analysis of Accelerations in rock slopes, Ph.D. Thesis, London University, Imperial College.

CUNDALL, P. (1978), A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems, Proc. Int. Symposium on Rock Fracture, France, pp. 11-18.

DE FREITAS, M.H. and WATERS, R.J. (1973), Some field examples of toppling failure, Geotechnique, Vol.23, No.4, pp.495-514.

ERGUVANLI, K.A. and GOODMAN, R.E. (1972), Application of models to engineering geology for rock excavation, Bulletin of the Assoc. of Eng. Geologist, Vol.9, No.2.

GOODMAN, R.E. and BRAY, J.W. (1976), Toppling of rock slopes, Proc. of ASCE Speciality Conference, Rock Engineering for Foundations and Slopes, Vol.2, Boulder, Colorado, pp.201-234.

HITTENGER, M. (1978), Numerical analysis of toppling failures in jointed rock, Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

HINDISTAN, M.A. (1986), Effect of water on toppling and design charts incorporating water, M.Sc. Thesis, Middle East Technical University, Ankara.

MULLER, L. (1968), New considerations of the Vajont Slide, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol.6, No.1, pp.1-91.

MULLER, L. and HOFMANN, H. (1970), Selection, compilation and assesment of geological data for the slope problem, Proc. Symp. on Open Pit Mine Planning, Johannesburg.

PITEAU, D.R., STEWART, A.F. and MARTIN, D.C. (1981), Design examples of open pit slopes susceptible to toppling, Proc. Third International Conference on Stability in Surface Mining, Imperial College, Royal School of Mines, London.

SOTO, C. (1974), A comparative study of slope modelling techniques for fractured ground, M.Sc. Thesis, London University, Imperial College.

WHYTE, R.J. (1973), A study of progressive hanging wall caving at Cambishi Copper Mine in Zambia using the base friction model concept, M.Sc. Thesis, London University, Imperial College.

ZANBAK, C. (1983), Design charts for rock slopes susceptible to toppling, Geotechnical Engineering, Vol. 109, No.8.

KIŞLAKÖY(ELBİSTAN-K.MARAŞ) İŞLETMESİ BATI ŞEVİNİN STABİLİTESİ
Stability of the West Slope of Kışlaköy (Elbistan-K.Maraş) Open Pit

Reşat ULUSAY - Selahattin KOÇAK - Şakir SELÇUK - M.Halis İDER *

ÖZET

Bu çalışma, Kışlaköy Linyit İşletmesi "Batı Şevi" için optimum şev geometrisinin belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilmiştir. Şevin Kışlaköy İşletmesi için taşıdığı önem nedeniyle, stabilite analizlerinde güvenlik katsayısı 1,4 alınmış ve şevlerin stabilitesi buna göre araştırılmıştır.

Analizlerden elde edilen bulgulara göre, stabilitenin arttırılabilmesi için, halen uygulanmakta olan projenin yeniden düzenlenmesi gerektiği ortaya çıkarılmıştır. Bu amaçla, üç değişik şev geometrisi üzerinde tartışılmış ve şevin ilk iki basamağının 50'şer metre geriye alınması işleminin en uygun seçenek olacağı ortaya konulmuştur. Bu uygulamayla, Batı Şevinin stabilitesi incelenen bölümü için, güvenlik katsayısının 1,4'e ulaşacağı sonucuna varılmıştır.

ABSTRACT

The study is conducted for the purpose of defining the optimum slope geometry of the "West Slope" of Kışlaköy Open Pit. The factor of safety is taken 1,4 in the stability analysis considering the importance of the slope for Kışlaköy Open Pit and stability of slopes is determined accordingly.

The results showed that pre-existing project should be revised to increase the stability. For this purpose, three different slope geometries were discussed and it was shown that the most appropriate alternative would be to shift the first two benches of the slope 50 meters back. If this recommendation is carried out, the factor of safety will reach 1,4 for the part of the West Slope investigated in this study.

* M.T.A. Genel Müdürlüğü

1. GİRİŞ

Afşin ve Elbistan (K.Maraş) ilçeleri arasındaki Türkiye'nin en büyük rezervine sahip linyit yatağının, T.K.İ.-A.E.L. tarafından işletilmekte olan Kışlaköy Sektörü'nün Kuzeybatı şevinde, 1984 yılı Temmuz ayında bir kayma olmuştur(Şekil 1).

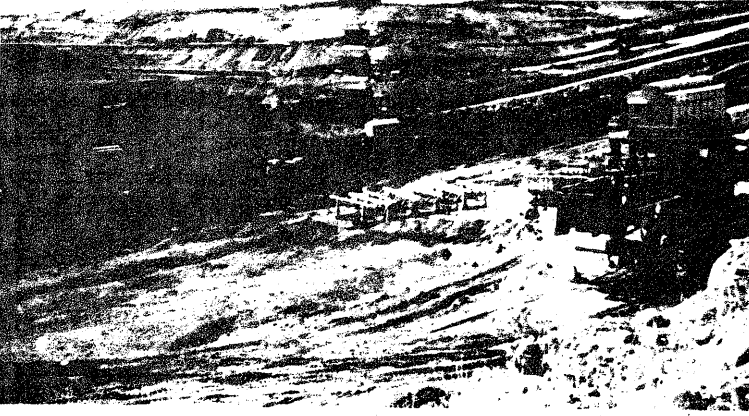


Şekil 1. Kışlaköy İşletmesi Kuzeybatı Şevinde Meydana Gelen Kaymadan Bir Görünüm.

Bu durum üzerine, işletme şevlerinin stabilitesinin araştırılmasına gerek duyulmuştur. Basamakları üzerinde bantlı konveyörler ile tahrik istasyonlarının bulunması ve işletme açısından taşıdığı önem nedeniyle, öncelikle Batı Şevinin (Şekil 2) stabilitesinin araştırılması (KOÇAK,ULUSAY,SELÇUK ve İDER, 1985) öngörülmüştür.

Araştırmanın amacına yönelik olarak; Batı Şevi ve yakın civarından örselenmemiş örnekler alınmış ve bunların üzerinde gerekli görülen laboratuvar testleri yapılmıştır. Basamaklarda yapılan incelemeler, jeoloji ve hidrojeoloji verileri, birimlerin belirlenen jeomekanik özellikleri ile birlikte şev stabilize analizleri için ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Bunun sonucunda, şevin stabilitesinin

Janbu tarafından önerilen analiz yöntemi kullanılarak araştırılması öngörölmüş ve değişik şev geometrileri için bilgisayar programıyla bir dizi analiz yapılarak, optimum şev geometrisi belirlenmiştir.



Şekil 2. Batı Şevi'nin Stabilitesi İncelenen Bölümünün Genel Görünümü.

2. BİRİMLERİN GENEL ÖZELLİKLERİ VE ÖRNEK ALIMI

Saha çalışmaları, 6 adet jeoloji kesiti ile temsil edilen ve Batı Şevi'nin ilk açılmış bölümünü içeren bir alanda yoğunlaştırılmıştır. İşletme yetkililerince sağlanan ve üzerine o aşamada uygulanmakta olan işletme projesine ait şev profillerinin de işlenmiş olduğu bu kesitler, stabilitenin araştırılmasında esas alınmıştır.

Linyit horizonu ve üzerindeki birimler mevcut basamaklarda incelenmiş, kömürün altındaki birimlere özgü bilgiler ise, üzerlerinin henüz açılmamış olması nedeniyle, iki sondajdan alınan karotlar incelenerek sağlanmıştır.

İnceleme alanı üstten alta doğru; lehim, marn, mavi kil, gıdya, linyit ve kömür altı kili olarak adlandırılan birimlerden oluşmaktadır. Linyit horizonunun alt ve üstünde yer alan birimler, jeoteknik anlamda zemin karakteri taşımaktadırlar. Söz konusu birimlerin ve linyit horizonunun genel özellikleri aşağıda tanımlanmıştır:

Birimin Adı	Genel Özellikleri(Saha Tanımlaması)
LEHİM	Açık kahve renkli, bıçakla kesilebilen, ufak çakıl ve karbonat konkresyonları içeren, orta derecede plastik, siltli, KİL.
MARN	Açık yeşilimsi gri, orta dayanımlı, elle zorlanınca dağılabilen, orta derecede plastik, yer yer çok az limonitleşmiş, KİL.
MAVİ KİL	Koyu yeşilimsi gri, sıkı, genel olarak homojen, plastik, organik madde katkılı, az siltli, KİL.
GİDYA	Koyu gri, yumuşak, çok düşük plastisiteli, fosilli, killi, SİLT.
LİNYİT	Siyahımsı kahve renkli, tıkız, laminalı, az killi, LİNYİT
KÖMÜR ALTI BİRİMLERİ	1- Zayıf kil bantı : Koyu yeşilimsi gri, yumuşak, düşük dayanımlı, plastik, organik madde katkılı, KİL (Kömür horizonunun tabanında yer alır ve kalınlığı yaklaşık 1 m'dir). 2- Kömür altı kili : Yeşilimsi çok koyu gri, sağlam, plastik, organik madde katkılı, az siltli, KİL.

Bu birimlerin yanı sıra, İşletmede sürekli olarak gözlenmeyen ve gıda birimi içinde yer alan siyah renkli bir kil bantı da mevcuttur. Nisbeten sağlam, oldukça plastik ve organik madde içeriği fazla olan bu kil bantının kalınlığı 10 ile 30cm arasında değişmektedir. Basamaklarda yapılan incelemede, bu bantın Batı Şevi'ne doğru gidildikçe kaybolduğu gözlenmiştir.

Linyit horizonu da dahil olmak üzere, tüm birimlerin eğimleri genel olarak çok az ve eğim yönleri şevin içine doğrudur.

Laboratuvar testleri için gerekli görülen örneklerin, jeoloji kesitlerinin üzerinde ve/veya bu kesitlerin arasında kalan lokasyonlardan alınmasına dikkat edilmiştir. Basamaklarda görülebilen kömür üstü birimlerinde ve linyit horizonunda test çukurları kazılarak (Şekil 3) bu çukurlardan yeterli sayıda ve ortalama boyutları 25cm x 25 x 15cm olan, örselenmemiş blok numuneler alınmıştır. Ayrıca, Batı Şevine yakın sayılabilecek lokasyonlarda yapılmakta olan iki sondajdan da kömür altı birimlerini temsil eden karot örnekleri temin edilmiştir.

3. BİRİMLERİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

Birimlerin ve linyit horizonunun mühendislik özellikleri, blok ve karot numunelerden hazırlanan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar testleriyle saptanmıştır. Birimlerin öncelikle doğal nem içerikleri, birim ağırlıkları ve Atterberg limitleri tayin edilmiştir. Ayrıca stabilite analizleri için gerekli olan makaslama dayanımı parametreleri de, konsolidasyonlu-drenajlı direkt makaslama testleri ile tayin edilmiş, aynı amaçla linyit örnekleri de kaya makaslama aletinde test edilmişlerdir.

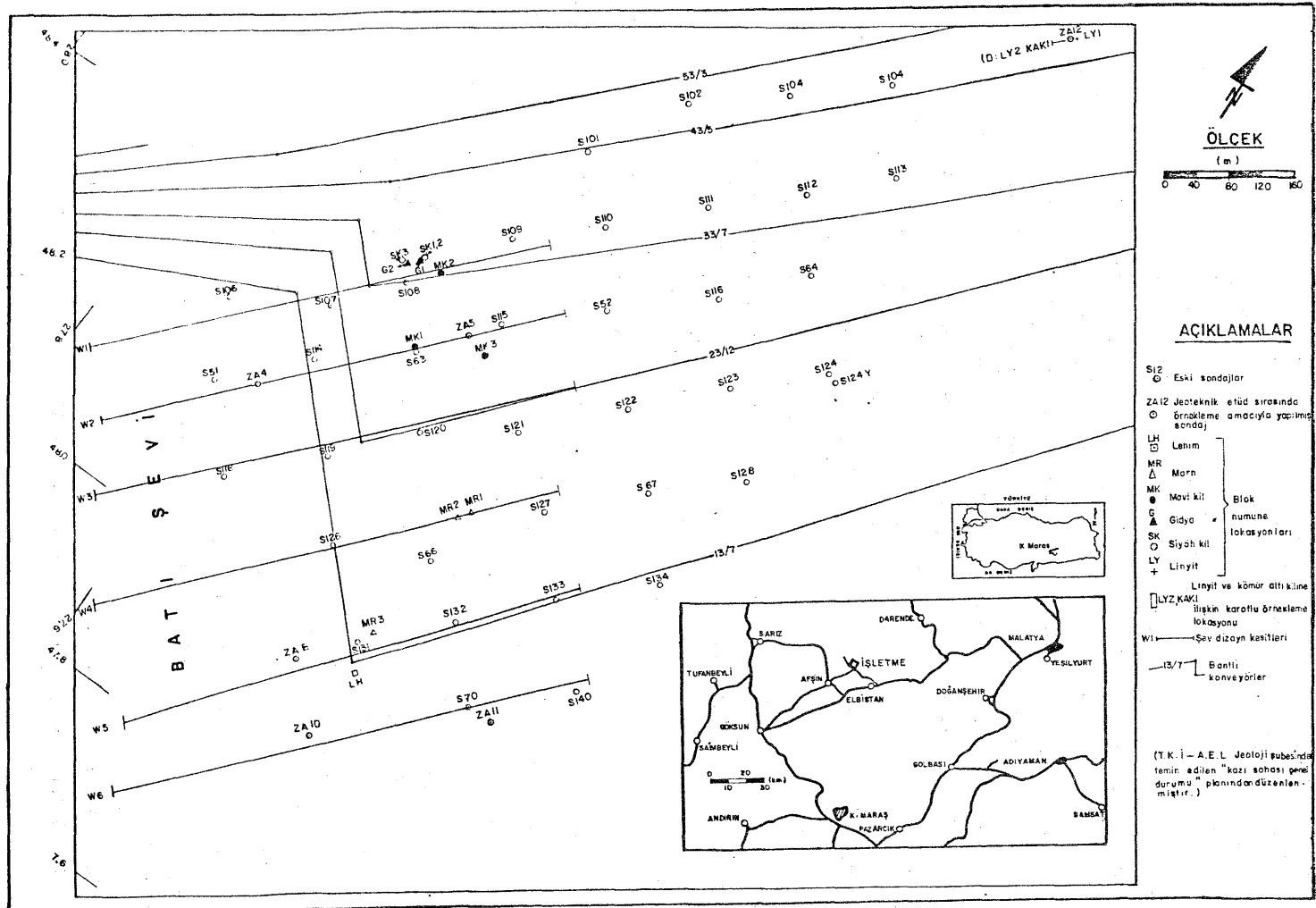
Doğal Nem İçeriği ve Birim Ağırlık Tayinleri

Örneklerin ASTM D2166 standardına göre nem içerikleri belirlenmiş ve birim ağırlık tayinleri yapılmıştır. Gıda, siyah kil ve kömür altı kili örneklerinde, diğer birimlere oranla, daha yüksek nem içeriği değerleri elde edilmiştir.

Atterberg Limitleri

Örneklerin Atterberg limitleri (likit limit, plastik limit ve plastisite indeksi) ASTM D423 ve D424 test standardına göre tayin edilmiştir.

Likit limit, kilin cinsiyle ilişkili bir indeks olup, bu indeks değerinin %50'yi aşması koşulu, zeminin muhtemelen motmorillonitik



bir karakter taşıdığına işaret etmektedir(MEANS ve PARCHER, 1963). Özellikle kömür altı jeolojisini temsil eden kil örneklerinde Z50'den yüksek likit limit değerlerinin elde edilmiş olması, bu birimlerin montmorillonitik bir karakter taşıyabileceklerini göstermektedir. Bu özelliğin ayrıca marn ve mavi kil birimleri için de geçerli olabileceği anlaşılmıştır.

Test örneklerinin plastisite indeksi değerleri, plastisite sınıflamasında (LEONARDS, 1962) öngörülen sınıflama ölçütlerine göre gruplandırılarak, her birimin plastisite derecesi histogramlarla gösterilmiştir (Şekil 4). Buna göre, gıda çok düşük plastisiteli, diğer birimler ise plastik ve/veya çok plastik zeminler olarak değerlendirilmişlerdir.

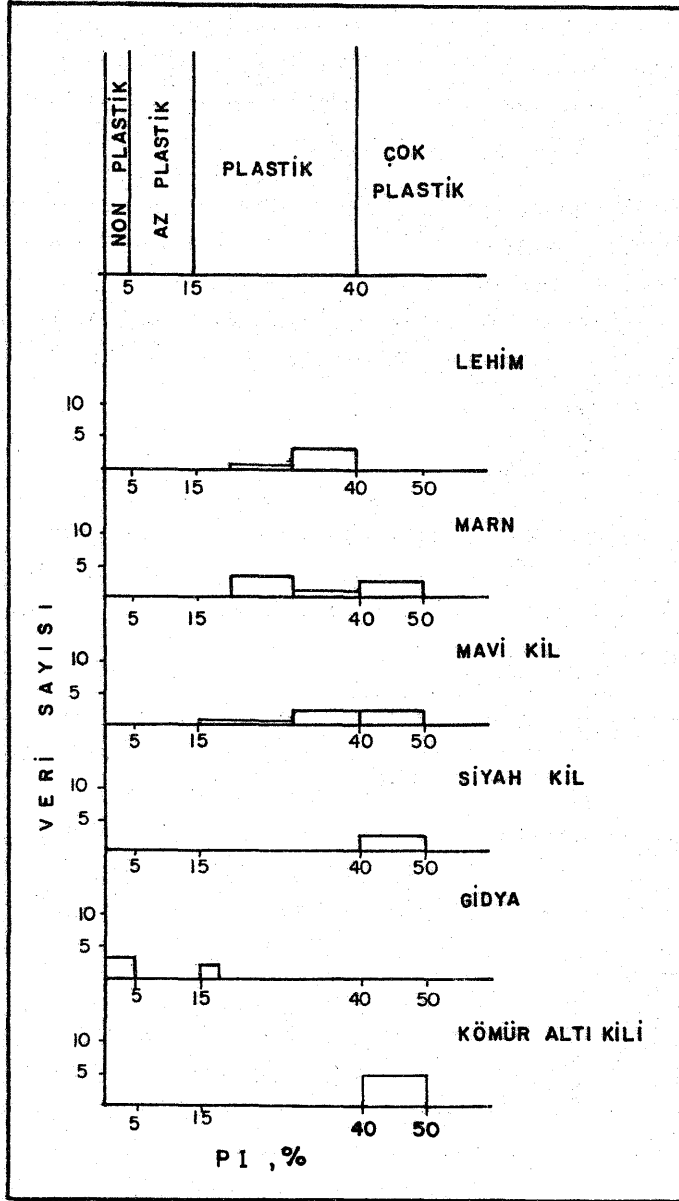
Zeminlerin Mühendislik Sınıflaması

Atterberg limitleri tayin edilen örnekler, Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi'ne göre 'plastisite abağı'na işlenerek sınıflandırılmışlar ve zemin gruplarının abak üzerindeki dağılımları histogram şeklinde gösterilmiştir (Şekil 5).

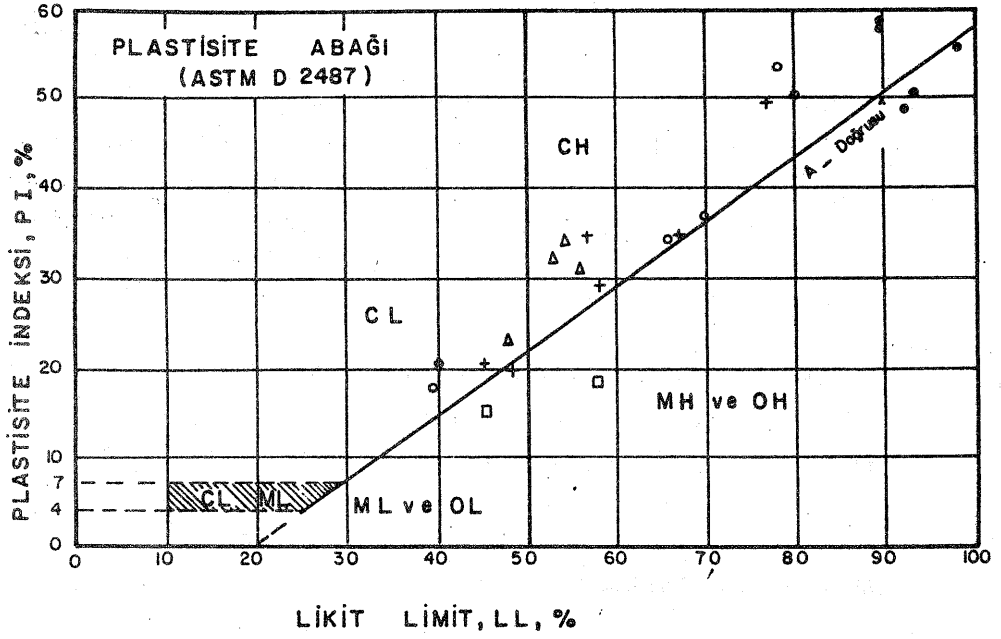
Zeminlerin sınıflandırılması sonucunda, gıda hariç, diğer birimlerin Z72 gibi bir çoğunlukla yüksek plastisiteli CH ve OH zemin grubunda yer aldıkları, özellikle marn ve mavi kil birimlerinin oldukça benzer özellikler taşıdıkları anlaşılmıştır. Gıda birimi ise, inorganik, çok düşük plastisiteli, kil içeriği düşük ve genel olarak silt tane boyutunda malzeme içeren bir zemin olarak tanımlanmıştır.

Makaslama Dayanımı

Stabilite problemleri, özellikle de kazı şevlerinin stabilitesi, zemin kütlesinin makaslama dayanımı ve gözenek suyu basınçları ile çok yakından ilgilidir. Makaslama dayanımının gözenek suyu basınçlarına karşı gösterdiği duyarlılık, zemin karakterindeki birimler içerisinde açılan şevlerin stabilitelerinin araştırılmasında önemli bir noktadır. Açık işletme şevlerinin stabilitesinin uzun süre içinde korunmasının gerekliliği ve gözenek suyu basınçları dikkate alınarak, Batı Şevinin stabilitesi "uzun süreli stabilite" koşuluna göre araştırılmıştır.



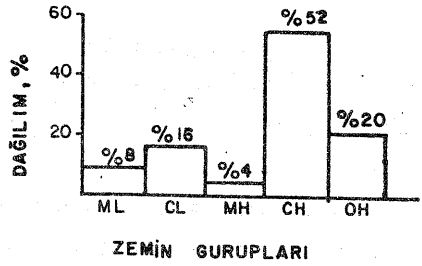
Şekil 4. Plastisite İndeksi Histogramları.



Açıklama

- Δ LEHİM
- + MARN
- MAVİ KİL
- x SİYAH KİL
- GİDYA
- KÖMÜR ALTİ KİLİ

(Bir örnek (SK3) için LL > 100 olup, abağa işlenmemiştir.)



Şekil 5. Plastisite Abağı ve Zemin Gruplarının Dağılımı.

Bu amaçla örneklerin konsolide edilerek zeminin gözenek suyu basınçlarından arındırılabilmesi için çok düşük deformasyon hızları altında bir makaslama gerilmesinin uygulandığı "konsolidasyonlu-drenajlı makaslama testi" yapılmıştır. Örnekler, ASTM D3080 standardına göre, deformasyon kontrollu ve artık makaslama kapasiteli direkt makaslama aleti ile test edilerek, birimlerin efektif makaslama dayanımı parametreleri, c_d ve ϕ_d , tayin edilmiştir.

Testler sonucunda hesaplanan doruk makaslama dayanımları, normal gerilmelere karşı " $\sigma_n - \tau_p$ " grafiğine işlenmiş ve " $\sigma_n - \tau_p$ " ilişkisinin güvenilirlik derecesi doğrusal regresyonla araştırılmıştır. Bu araştırmanın sonuçlarına göre her birim için yenilme zarfları çizilmiştir (Şekil 6).

Kömürün altındaki birimleri temsil eden örnekler, dayanım özellikleri yönünden, iki grupta değerlendirilmişlerdir. Şekil 6'dan da görülebileceği gibi, makaslama dayanımı oldukça düşük ($c_d=21,7$ kPa; $\phi_d = 3^\circ$) ince bir kil seviyesinin yanısıra, daha dayanıklı bir kil birimi belirlenmiştir. Bu sonuçlar, stabilitenin araştırılmasında ayrıca dikkate alınmıştır.

4. ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİ

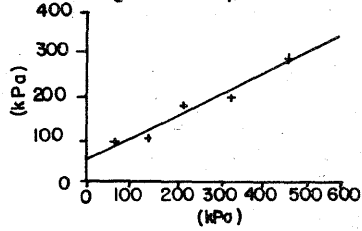
Verilerin Değerlendirilmesi

Linyit horizonunun altındaki birimlere ait jeolojik bilgiler karotlardan sağlanmıştır. Karotların incelenmesiyle; linyit horizonundan kömür altı kiline geçiş zonunda, oldukça düşük dayanımlı ince bir kil seviyesinin yer aldığı belirlenmiştir. İşletmenin değişik kesimlerinde daha önce yapılmış olan sondajlarda, muhtemelen karot kayıpları ve anılan seviyenin ince olması nedeniyle, söz konusu zayıf zon görülememiş, dolayısıyla jeoloji kesitlerinde gösterilmemiştir. Ancak, kalınlığı yaklaşık 1 metre olan bu zayıf zonun varlığı stabilite analizlerinde dikkate alınmıştır.

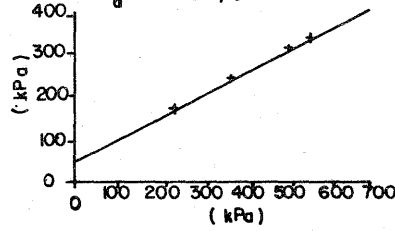
İşletme tarafından yapılan hidrojeolojik değerlendirmelere göre, Batı Şevinin stabilitesi araştırılan bölümünde, gıda birimi içerisinde basıncı 1194 m kotunda olan bir suyun varlığı, diğer birimlerin

LEHİM

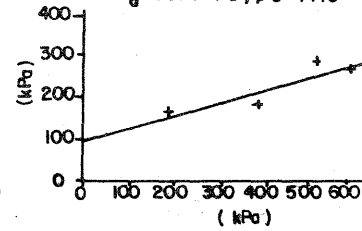
Korelasyon katsayısı, $r=0.98$
 $c_d = 54.2 \text{ kPa}$; $\phi_d = 25.4^\circ$

**MARN**

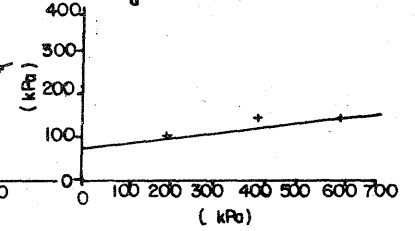
Korelasyon katsayısı, $r=0.998$
 $c_d = 51.8 \text{ kPa}$; $\phi_d = 26.8^\circ$

**MAVİ KİL**

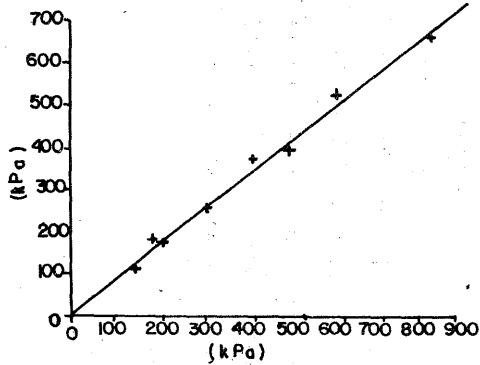
Korelasyon katsayısı, $r=0.91$
 $c_d = 96.4 \text{ kPa}$; $\phi_d = 14.5^\circ$

**SİYAH KİL**

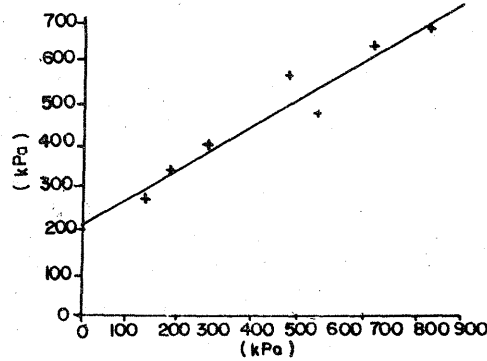
Korelasyon katsayısı, $r=0.957$
 $c_d = 74.7 \text{ kPa}$; $\phi_d = 6.6^\circ$

**ĞİDYA**

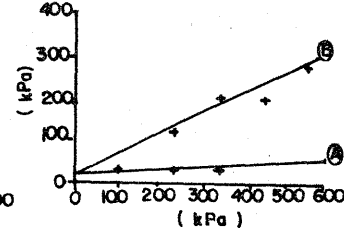
Korelasyon katsayısı, $r=0.995$
 $c_d = 137 \text{ kPa}$; $\phi_d = 37.8^\circ$

**LİNYİT**

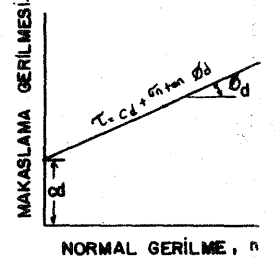
Korelasyon katsayısı, $r=0.96.5$
 $c_d = 210.3 \text{ kPa}$; $\phi_d = 30.3^\circ$

**KOMUR ALTI KİLİ**

- Ⓐ Korelasyon katsayısı, $r=0.98$
 $c_d = 21.7 \text{ kPa}$; $\phi_d = 3^\circ$ (Zayıf kil)
 seviyesi
- Ⓑ Korelasyon katsayısı, $r=0.93$
 $c_d = 230 \text{ kPa}$; $\phi_d = 23.3^\circ$
 (Karbonlu, fosilli, sağlam kil)



Yenilme Zarfları
 LINEER REGRESYON ANALİZLERİ
 ile Belirlenmiştir.



Şekil 6. Direkt Makaslama Testleriyle Belirlenen Yenilme Zarfları.

ise kuru oldukları belirlenmiştir. Bu veri de analizlerde dikkate alınmıştır.

Makaslama dayanımının verildiği bölümde belirtilen nedenlerden dolayı, stabilite analizlerinde efektif içsel sürtünme açısı ve efektif kohezyon parametreleri kullanılmıştır. Bu parametreler, analizlerin diğer bir girdisi olan birim ağırlık değerleri ile birlikte aşağıda verilmiştir:

Zeminin Adı	Kohezyon		İçsel Sürtünme	Birim Ağırlık
	(kPa)	c_d (kgf/cm ²)	Açısı ϕ_d (derece)	
				γ (kN/m ³)
LEHİM	54,2	0,55	25,4	15,9
MARN	51,8	0,53	26,8	17,4
MAVİ KİL	96,4	0,98	14,5	17,7
GİDYA	13,7	0,13	38,0	15,4
LİNYİT	210,3	2,14	30,3	10,9
KÖMÜR ALTI				
BİRİMLERİ				
1- Zayıf Kil bantı	21,7	0,22	3,0	15,6
2- Kömür altı kili	38,0	0,39	17,5	16,9

Kayma Yüzeyinin Tipi ve Geometrisi

İnceleme alanı, zemin karakteri taşıyan, plastik özellikteki birimlerden oluşmaktadır. Bu tür birimlerde meydana gelen kaymalar, genel olarak dairesel yüzeyler boyunca gelişmekte ve stabilite, özellikle birimlerin makaslama dayanımı ve su basıncı gibi faktörlerden etkilenmektedir. Bunlar dikkate alınarak, stabilitenin; dairesel kayma yüzeyleri ve ayrıca dairesel ve düzlemsel iki kısımda oluşan bileşik kayma yüzeyleri için incelenmesi öngörülmüştür. Böylelikle, bileşik kayma yüzeylerinin gelişmesi koşulunda, inceleme alanında;

- a) Linyit horizonu üzerindeki zemin profilinde; içinde basınçlı su bulunması nedeniyle gıdya birimi,
- b) tüm şev genelinde ise, linyit horizonunun tabanındaki düşük dayanımlı kil seviyesi,

diğerlerine oranla zayıf birimler olarak değerdendirilmişlerdir. Buna göre, bileşik kayma yüzeyleri boyunca gelişebilecek duraysızlıklarda, kayma yüzeylerinin düzlemsel kısımlarının bu iki birim içerisinde geçeceği kabul edilmiştir.

Stabilitenin Araştırılması ve Değerlendirmeler

Analizlerde; dairesel kayma yüzeyleri için BISHOP(1955), bileşik kayma yüzeyleri için de JANBU(1954; HOEK ve BRAY, 1980'den) tarafından önerilen stabilite analiz yöntemleri esas alınmış ve bu amaçla M.T.A.'da geliştirilen bilgisayar programları kullanılmıştır.

İlk aşamada, birkaç kesitte dairesel ve bileşik kayma yüzeyleri için analizler ayrı ayrı yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar, bileşik yüzeyler boyunca gelişebilecek kaymaların dairesel kaymalara oranla daha kritik olacağını göstermiştir. Bu nedenle şevin stabilitesi, bileşik kayma yüzeyleri esas alınarak, Janbu tarafından önerilen analiz yöntemiyle araştırılmıştır. Ayrıca, şevin işletme için taşıdığı önemden dolayı, analizlerde güvenlik katsayısı olarak 1,4 değeri esas alınmıştır.

Halen uygulanmakta olan projeye bağlı kalınarak, şevin gıdya biriminin tabanına kadar açılması durumu için yapılan birinci aşama stabilite analizlerinin sonuçları, güvenlik katsayısının 1,4'ün altına düşmediğini göstermiştir. Böylece, linyit horizonunun tabanındaki zayıf kil seviyesinin, tüm şevin stabilitesini kontrol eden en kritik faktör olacağı kanısına varılmıştır. Bu sonuçtan hareketle, düzlemsel kısımları söz konusu zayıf seviyeden geçen kayma yüzeyleri esas alınarak 6 şev profilinin genel şev stabilitesi araştırılmıştır. Hesaplanan güvenlik katsayıları, kesitlere göre aşağıda verilmiştir:

KESİT No.	GÜVENLİK KATSAYISI
W1	1,303
W2	1,271
W3	1,300
W4	1,418
W5	1,330
W6	1,302

Böylece, sadece W4 şev profilinin güvenlik katsayısının 1.4'den yüksek olduğu, diğerlerinde ise bu değere ulaşamadığı anlaşılmıştır. Sonuçlar, şevin güvenliği ve dolayısıyla sürekliliği açısından güvenlik katsayısının arttırılabilmesi için halen uygulanmakta olan projenin yeniden düzenlenmesi gerektiğini ortaya koymuştur. Bu amaçla; işletme koşulları, mevcut tesislerin yerleşim konumları ve ekonomiklik gibi kavramlar gözönünde bulundurularak, aşağıda öncelik sırasıyla verilen seçeneklere göre stabilitenin araştırılması öngörülmüştür:

- a) Birinci basamakta, şev gerisine doğru maksimum 80 m tarama yapılarak, bu basamağın geriye alınması,
- b) Birinci basamaktaki B12 numaralı bant konveyörünün mevcut kotundan 12 m derine inilerek, şev gerisine doğru maksimum 70 m'lik bir alanda tarama yapılması,
- c) 1,2,3 ve 4 numaralı basamaklardaki bant konveyörlerin en fazla 72 m geriye kaydırılabileceği göz önünde bulundurularak; birinci basamakla birlikte ikinci basamakta, gerekiyorsa üçüncü ve dördüncü basamaklarda da tarama yapılarak bu basamakların geriye alınması,
- d) Yukarıda belirtilen üç tercihli seçeneğin incelenmesi sonucunda stabilize yeterince arttırılamadığı takdirde, kömürde bırakılması gereken topuk genişliğinin araştırılması.

Bu seçeneklere ilişkin analiz sonuçları ve değerlendirmeler aşağıdaki bölümlerde verilmiştir.

Birinci basamağın geriye alınması seçeneği: Maksimum 80 m olarak belirlenen tarama limiti içinde kalınmak koşuluyla, her kesit için, birinci basamakta yapılacak farklı uzunluktaki taramalara bağlı olarak güvenlik katsayısının değişimi araştırılmıştır. Hesaplanan güvenlik katsayıları, uygulanmakta olan proje profilleri için belirlenmiş değerlerle birlikte kullanılarak "güvenlik katsayısı-tarama miktarı" grafiği çizilmiştir. Bu grafik, W1 şev profiline ilişkin analiz sonuçları ile birlikte verilmiştir (Şekil 7).

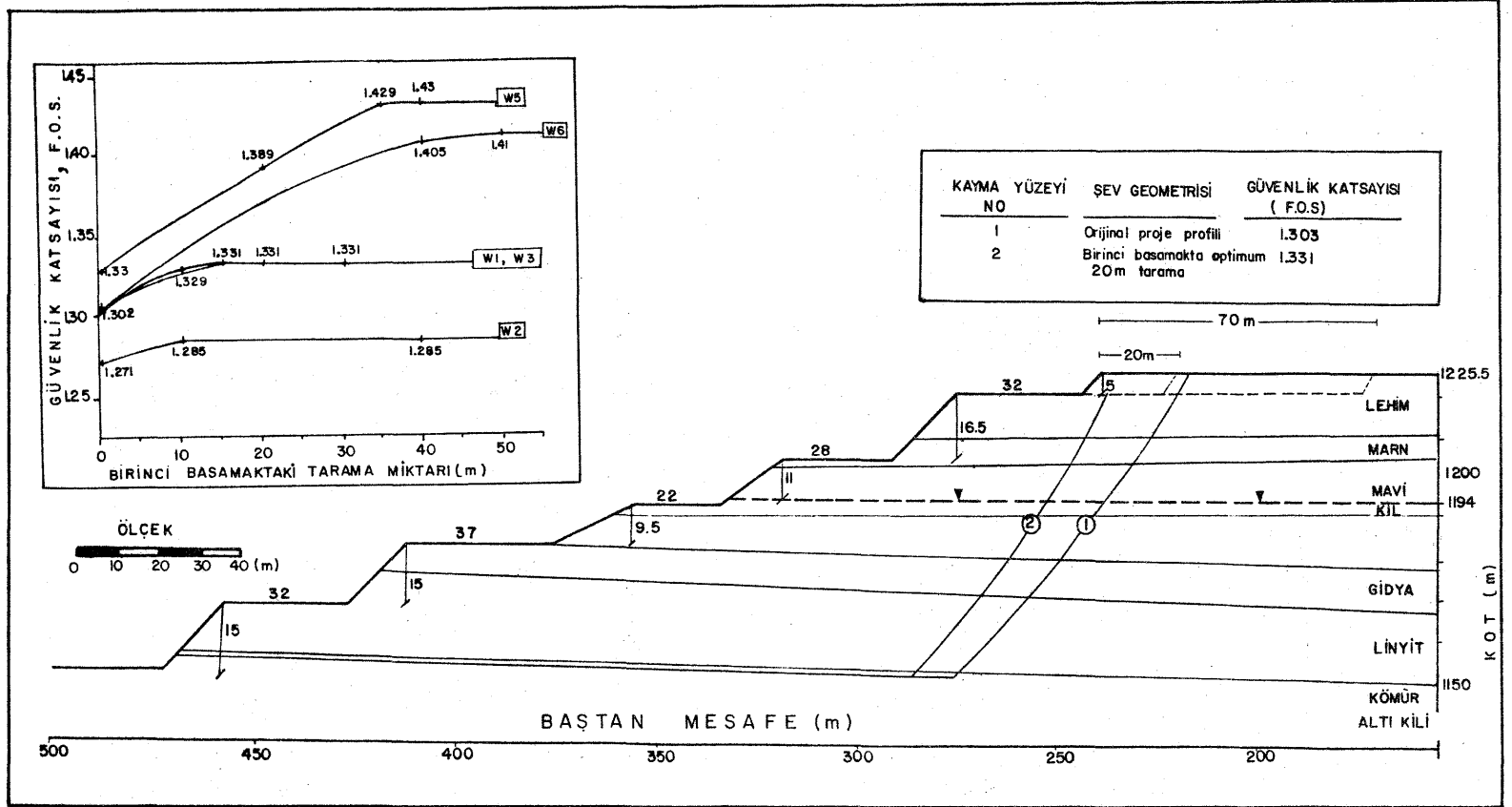
Maksimum güvenlik katsayısının elde edilebilmesi için, her kesitin birinci basamağında yapılması gerekli optimum tarama miktarı, güvenlik katsayıları ile birlikte aşağıda sunulmuştur:

KESİT No.	GÜVENLİK KATSAYISI		1.BASAMAK İÇİN OPTİMUM
	Uygulanan proje	Tarama için max.	TARAMA MİKTARI(m)
W1	1,303	1,331	20
W2	1,271	1,285	10
W3	1,300	1,331	15
W4	1,418	-	-
W5	1,330	1,430	40
W6	1,302	1,410	45

W4 kesitinde uygulanan projedeki şev profili için güvenlik katsayısının 1,418 olarak hesaplanmış olması nedeniyle, bu kesitte söz konusu seçeneğin incelenmesine gerek duyulmamıştır. Bunun yanı sıra, W5 ve W6 numaralı keşitlerde birinci basamakların 40-45 metre geriye alınması durumunda güvenlik katsayısının istenen değere ulaşabileceği anlaşılmıştır. Ancak, birinci basamağın 80 m'lik limitin sonuna kadar alınması durumunda bile, diğer üç kesitte güvenlik katsayısı 1,4'e ulaşamamaktadır. Böylece ikinci seçeneğin de incelenmesine gerek duyulmuştur.

B12 bant konveyörünün kotundan 12 m derine inilerek tarama yapılması:

W2 kesitinde işletme tarafından uygulanan şev profili için güvenlik katsayısı 1,271 iken, birinci basamağın geriye alınması durumunda



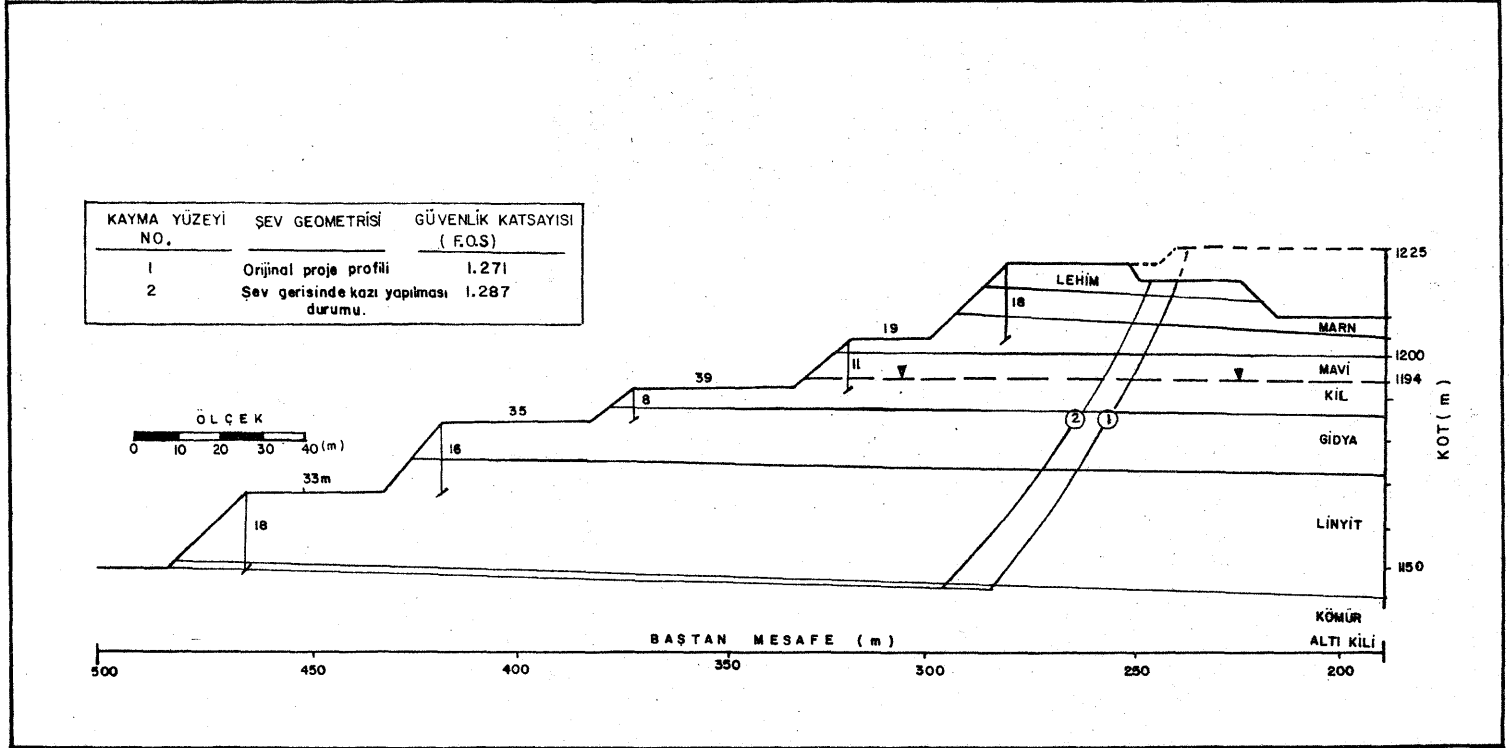
Şekil 7. Birinci Basamaktaki Tarama Miktarlarına Bağlı Olarak Güvenlik Katsayısının Değişimi, W1 Kesitinde Projeye ve Tarama Profiline İlişkin Analiz Sonuçları.

1,285'e yükseldiği ortaya konulmuştur. Bu durumun stabilite açısından taşıdığı önem nedeniyle, öncelikle W2 kesiti için Şekil 8'de verilen şev geometrisinin stabilitesinin araştırılması öngörülmüştür. Analizle belirlenen güvenlik katsayısı 1,287 olup, stabilitenin arttırılması yönünden, bu uygulamanın önemli bir katkı sağlayamayacağı sonucuna varılmıştır. Bu nedenle, diğer iki kesitte bu seçeneğin ayrıca araştırılmasına gerek duyulmamıştır.

İlk iki basamağın birlikte geriye alınması koşulu: Birinci basamağın geriye alınması işleminin, W1, W2 ve W3 numaralı kesitlerde güvenlik katsayısını çok düşük oranda yükselttiği anlaşılmaktadır. Bu nedenle, birinci basamakla birlikte ikinci basamağın da geriye alınması işleminin öncelikle bu üç kesitte incelenmesi öngörülmüştür.

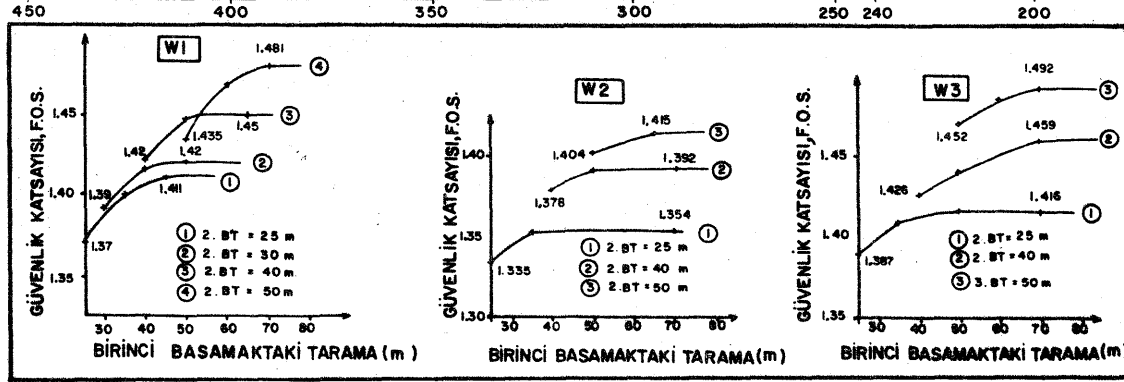
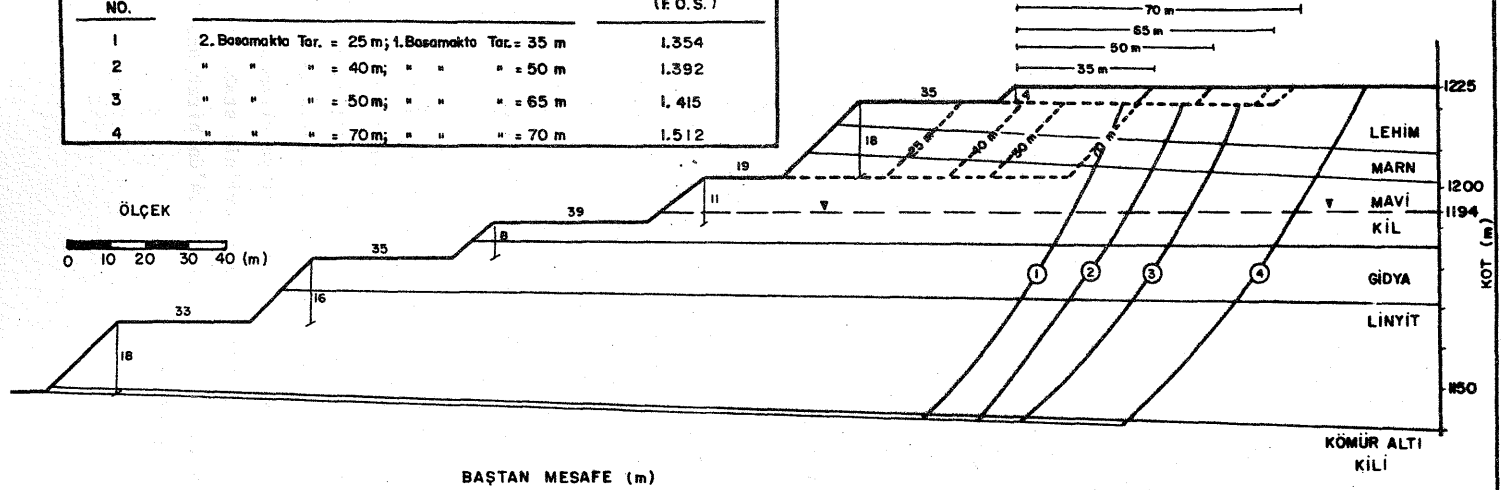
Bu uygulamayla ortaya çıkacak şevlerin analizinde; a) optimum miktarda tarama yapılarak, en yüksek güvenlik katsayısının belirlenmesi, b) projeye bağlı kalınarak birinci basamağın genişliğinin sabit tutulması, c) kazı ekipmanının çalışma koşulları gözönünde bulundurulacak, ikinci basamaktaki minimum tarama miktarının 25 m olması gibi ölçütler esas alınmıştır.

İkinci basamakta 25,30,40,50 ve 70 metrelik tarama miktarları için, birinci basamakta yapılması gereken taramalar ve bunlara bağlı olarak güvenlik katsayısının değişimi araştırılmıştır. Sonuçlar, her kesit için grafiklerde ayrı ayrı gösterilmiştir (Şekil 9). Maksimum güvenlik katsayısının elde edilebilmesi için, ikinci basamakta yapılacak değişik tarama miktarlarına göre birinci basamakta yapılması gereken optimum taramalar aşağıda verilmiştir:



Şekil 8. W2 Kesitinde, B12 Bant Konveyörünün Kotundan 12 m Derine İnilererek Tarama Yapılması Koşuluna İlişkin Analizler.

KAYMA YÜZEYİ NO.	ŞEV GEOMETRİSİ	GÜVENLİK KATSAYISI (F.O.S.)
1	2. Basamakta Tar. = 25 m; 1. Basamakta Tar. = 35 m	1.354
2	" " " = 40 m; " " " = 50 m	1.392
3	" " " = 50 m; " " " = 65 m	1.415
4	" " " = 70 m; " " " = 70 m	1.512



Şekil 9. İlk İki Basamaktaki Değişik Tarama Miktarlarına Bağlı Olarak Güvenlik Katsayısının Değişimi ve W2 Kesitine ait Analiz Sonuçları.

Kesit No.	2.Basamaktaki Tarama Miktarı (m)	1.BasamaktakiOptimum Tarama Miktarı (m)	Maksimum Güvenlik Katsayısı
W1	25	45	1,411
	30	50	1,420
	40	60	1,450
	50	70	1,481
W2	25	35	1,354
	40	50	1,392
	50	65	1,415
	70	70	1,456
W3	25	35	1,410
	40	60	1,459
	50	65	1,492
	70	70	1,512

5. SONUÇ

Batı Şevi'nin Kışlaköy İşletmesi için taşıdığı önem dikkate alınarak, stabilitenin incelenmesinde 1,4 güvenlik katsayısı esas alınmış ve bir dizi analiz sonucunda W2 kesitinin en kritik kesit olduğu anlaşılmıştır. Bu durum karşısında stabilite, üç seçeneğe göre incelenmiştir. Stabilitenin arttırılabilmesi ve dolayısıyla 1,4 güvenlik katsayısının sağlanabilmesi amacıyla, W2 kesitinin ilk iki basamağında 50'er metrelik tarama yapılarak, bu basamakların geriye alınması öngörülmüştür.

Şevin stabilitesi incelenen bölümü için, ilk iki basamağın geriye alınması durumunda güvenlik katsayısı W1 ve W3 kesitlerinde sırasıyla 1,435 ve 1,452 olmaktadır. Diğer üç kesitte ise, bunlardan daha yüksek güvenlik katsayılarının elde edileceği sonucuna varılmıştır. Dolayısıyla, işletme projesinde ilk iki basamağın geriye alınması şeklinde bir düzenlemenin yapılması durumunda, Batı Şevi'nin stabilitesi incelenen bölümü için güvenlik katsayısının 1,4'ün biraz üzerinde bir değere ulaşacağı anlaşılmaktadır.

KAYNAKLAR

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1980, Natural Building Stones: Soil and Rock. Part 19.

BISHOP, A.W, 1955, The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique 5, pp.7-17.

HOEK, E. ve BRAY, J.W., 1980, Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy, Stephen Austin and Sons Ltd.

KOÇAK, S., ULUSAY, R., SELÇUK, Ş. ve İDER, M.H., 1985, T.K.İ.-Kışlaköy Linyit İşletmesi Batı Şevi stabilite etüdü, M.T.A. Raporu, 28s.

LEONARDS, G.A., 1962, Foundation Engineering. McGraw-Hill Book Company, Inc.

MEANS, R.E. ve PARCHER, J.W., 1963, Physical Properties of Soils. Charles E.Merril Comp.

ELE

International Limited

ZEMİN MEKANİĞİ
KAYA MEKANİĞİ
TOPRAK, ÇİMENTO, BETON ve
PETROLOGY
TEST CİHAZLARI ve KOMPLE
LABORATUVAR

Atlas Copco

Atlas Copco ABEM AB
Group Centre of Geophysics & Electronics

SİSMİK REFRAKSİYON
RESİSTİVİTE
IP
SONDAJ KUYUSU YÖN TAYİNİ
LOGGING

GC

GEOTRONICS CORPORATION

GENEL JEOFİZİK ARAŞTIRMALAR
İŞLEM
YORUMLAMA

NEL TÜRKİYE
GENEL
ELEKTRONİK MÜMESSİLİ

NEL ELEKTRONİK CİHAZLAR İMALAT ve TİCARET A.Ş.

Ankara (Merkez): Sümer Sokak 42 Demirtepe - ANKARA
Tel: 30 15 10-11 Telex: 42 229 Nel tr.
İstanbul (Şube) : İnönü Cad. Dümen Sokak 1/15 Taksim
Tel: 144 06 36 Telex: 24 549 MİMA-TR

BATKO JEOLoji

MÜHENDİSLİK — MÜŞAVİRLİK
ENGINEERING — CONSULTING

Maden ve Endüstriyel Hammaddeler Etüd ve Sondajları
Mining and Industrial Minerals Investigations

Jeoteknik Hizmetler
Geotechnics

Zemin Etüd ve Sondajları
Site Investigations

Hidrojeolojik Etüd ve Su Sondajları
Hydrogeological Investigations and water research

Jeofizik Etüdler
Geophysical Investigations

Topoğrafik Hizmetler
Surveying

Tel: 29 59 45

Strazburg C. 29/11

Kızılay / ANKARA



Yerbilimleri Etüd ve Müşavirlik Ltd. Şti.

Tic. Sicil No. 36415 Tic. Oda No. 10/243

BÜKREŞ Sokak 6/4 Posta kod No. 06680 Kavaklıdere — ANKARA Tel: 27 30 43
67 96 58

Genel Jeoloji

Jeoteknik Hizmetler

Hidrojeoloji

BARAJ VE SULAMA PROJELERİNİN JEOLJİK ETÜDLERİ, TÜNEL GÜ-
ZERGAHI ETÜDÜ, YERALTISUYU ETÜDÜ, HAVZA ETÜDÜ, İÇME VE KAY-
NAK SUYU ETÜDLERİ, TEMEL ARAŞTIRMALARI, HEYELAN VE KAYMA
SAHASI ETÜDLERİ, ZEMİN TANIMLAMA DENEYLERİ, ENDÜSTRİYEL
HAMMADDE VE MADEN SAHASI ETÜDLERİ, FİZİBİLİTE VE PROJE ÇA-
LIŞMALARI,

YERBİLİMLERİNDE SÜREKLİ DANIŞMANLIK.



Ergin Sok. No: 28/4-5
Tandoğan - Ankara
Telefon: (90-41) 237688-223424
Telex: 43485 Mda tr
Fax: (90-41) 237688

- TÜNEL, GALERİ, İSTİHRAÇ VE HAVALANDIRMA KUYUSU İNŞAATLARI
- MADEN İŞLETMECİLİĞİ
- MÜTEAHHİTLİK
- MADEN SAHALARI ETÜDÜ, DEĞERLENDİRME VE PROJELENDİRME
- TÜNEL, KUYU TECHİZATI İMALATI VE MONTAJI
- MÜMESSİLLİK

MÜMESSİLLİKLERİMİZ



R. Frimodt Pedersen A/S



Refratechnik



SCHMIDT, KRANZ & CO GMBH



VACMETAL

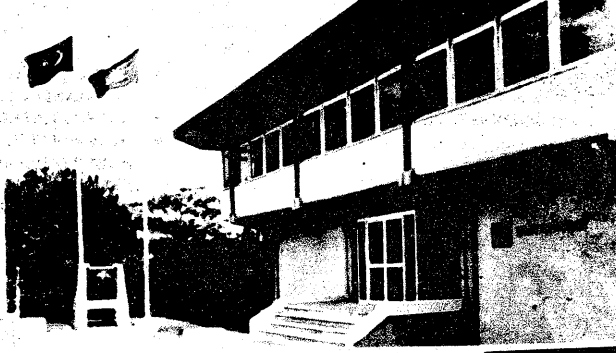


GAGEMAKER, INC.



CANTERRA ENGINEERING LTD.

BÜYÜK PROJELERE



“Deneyimli ve uzman kadrosu, yüksek kapasiteli ve kaliteli beton üretim tesisleri, geniş araç parkı, teknoloji üreten, geliştiren araştırma laboratuvarları, bilgi, deneyim birikim ve arşivleri ile

**21 YILDA 20 MİLYON M²
KAPALI ALAN
gerçekleştiren
YAPI MERKEZİ**

yıllardır yapı sektörünün önderleri arasında bulunmaktan kıvançlıdır”

- Genel taahhüt hizmetleri,
 - Ulaşım yapıları,
 - Prefabrike eleman üretimi,
 - Toplu konut,
 - Endüstri tesisleri,
- konularını, süratli, kaliteli, ekonomik çözümleriyle, projelendirmeye ve uygulamaya her an hazırdır.



yapı merkezi

ARAŞTIRMA • PROJE • UYGULAMA A.Ş.

Çamlıca • İstanbul Tel 333 30 15 - 333 67 12

Telex 29423 yapu tr - 29124 ypmz tr Telefax 334 27 41

ATILAN İMZA

YÜKSEL PROJE

mühendislik müşavirlik a.ş.
adres: denizciler cad. no. 18
telefon: 111716 - 123295-99
teleks: 42 493 tk mk tr

ulus - ankara

● DENİZ YAPILARI

- Liman
- Rıhtım
- İskele
- Dalga kırın
- Kuru havuz

● ULAŞIM YAPILARI

- Havaalanı pist ve apron inşaatı
- Demiryolu viyadük ve köprü-
leri

● BİNALAR

- Antrepo
- Amber

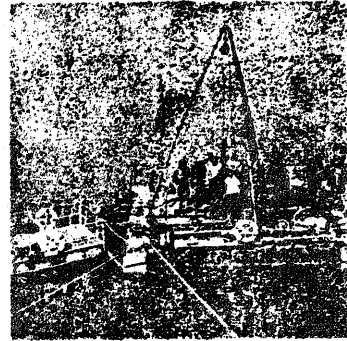
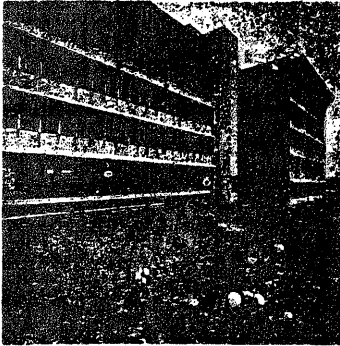
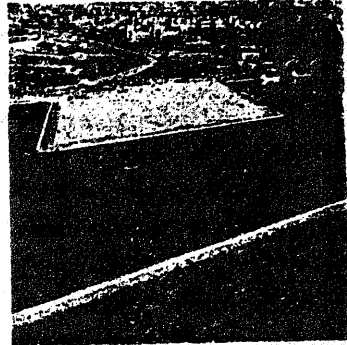
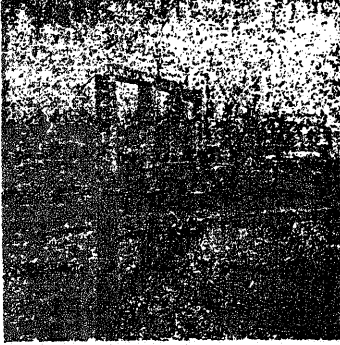
- Hastane
- Turistik sahil sitesi
- İdare Binaları

● ŞEHİR İÇME VE KULLANMA SUYU

- Öngerilimli beton boru imalı
- Su depoları
- Tasfiye tesisleri

● BARAJ VE H.E.S. TESİSLERİ

● SONDAJ VE JEOLJİK ARAŞTIRMALAR



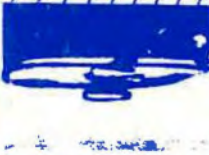
YAPTIĞIMIZ SONDAJ İŞLERİ LİSTESİ

● EMLAK KREDİ BANKASI SONDAJİ ● SINCAN ORGANİZE SANAYİ BÖLGE-
Sİ ● İBRİCE BALIKÇI BARINAĞI ● BIGA KEMER BALIKÇI BARINAĞI ● YU-
NAK SİLO SONDAJİ ● GÜNBADENÜS LİMANI ● AKKUYU NÜKLEER ENER-
Jİ LİMANI ● KARAKAYA BARAJ GÖLÜ FIRAT DEMİRYOLU KÖPRÜSÜ ●
MERSİN LİMANI FERİBOT TERMINALİ ● SAMSUN LİMANI RORO TERM-
NALİ ● ŞİŞE VE CAM FABRİKASI ● İZMİR BELEDİYESİ SAHİL BANDI DOL-
GU SONDAJİ ● İZMİR BELEDİYESİ PARK BİNALARI ● PTT UYDU MERKE-
Z ANTEN BİNASI ● BODRUM YAT LİMANI SONDAJLARI ● MÜRTET UÇAK
FABRİKASI ● MARMARİS YAT LİMANI ● DATÇA YAT LİMANI ● İZMİR
LİMANLAR BÖLGE BİNASI ● YUMURTALIK ENERJİ SANTRALİ ● EKDİ-
CİLER İSKENDERUN CEVHER LİMANI ● MERSİN CEVHER LİMANI ● S.
ARABİSTAN 17 SU DEPOSU ve İSALE HATTI ZEMİN ETÜDLERİ

Madeni hayatınıza katan banka ETİBANK



"Bor Üretilir."



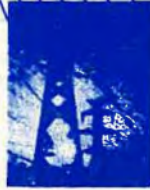
"Alüminyum Üretilir."



"Krom Üretilir."



"Etiler Üretilir."



"Bakır Üretilir."



"Köhür Üretilir."

ETİBANK ÜRÜNLERİ

Alümina	Ulaştır	Antimon
Alüminyum Hidrat	Boraks	Bakır
Alüminyum Sülfat	Pamukçuk	Zincir
Alüminyum Kük	Sarı Apatit	Kömür
Alüminyum Pirit	Sodyum Perborat	Bazı
Alüminyum Levha	Krom	Gökçeada Pirit
Alüminyum Folya	Fosforit	Etiler Levha
Blister Bakır	Fosforit	Etiler Pirit
Bakır Pirit	Bakır Kük	Bakır Pirit
Kük	Manganez	Bakır
Tekstil	Cin	

Yarım yüzyıldır ülkemizin
madenlerini güneşine
çıkarak dünyaya ulaştıran
Etibank, tasarruflarınızı
kârlı yatırımlara dönüştüren,
size daha çok kazandıran
bankadır.



ETİBANK
"güçlü kuruluş, güçlü bankacılık"