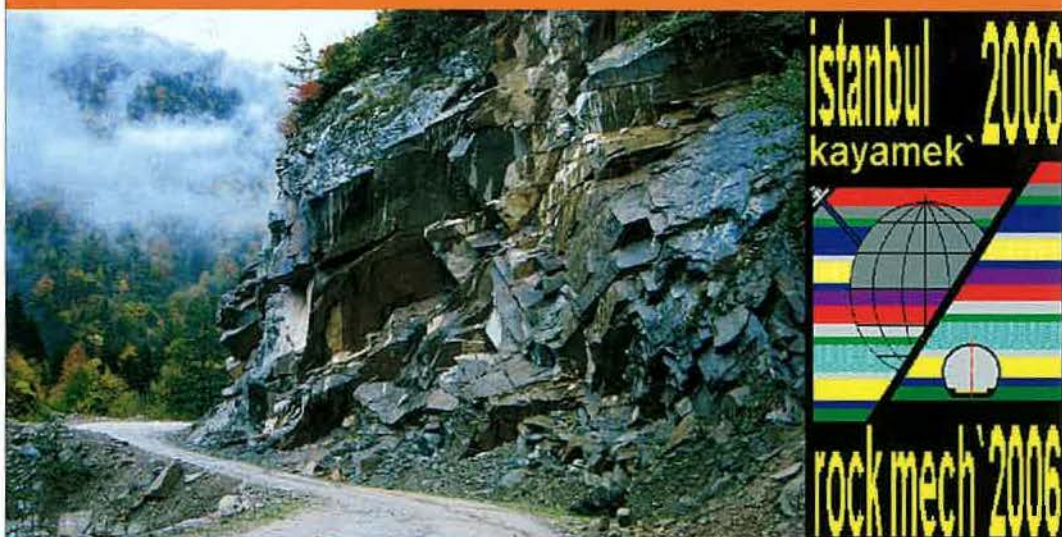


KAYAMEK'2006

VIII. BÖLGESEL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU

ROCKMEC'2006

VIII'th REGIONAL ROCK MECHANICS SYMPOSIUM



İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
TECHNICAL UNIVERSITY OF ISTANBUL



TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
TURKISH NATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

Editörler / Edited by
M. Vardar & Y. Mahmutoglu

İSTANBUL / TÜRKİYE

VIII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu / VIIIth Regional Rock Mechanics Symposium, 2006, İstanbul, Türkiye

KAYAMEK'2006 : 2-3 KASIM 2006 / İSTANBUL-TÜRKİYE
ROCKMEC'2006 : NOVEMBER 2-3, 2006 / ISTANBUL-TURKEY

**VIII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler
Kitabı**
*Proceedings of the VIIIth Regional Rock Mechanics
Symposium*

Editörler / *Editors*

M. Vardar & Y. Mahmutoglu

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ MADEN FAKÜLTESİ
ISTANBUL TECHNICAL UNIVERSITY FACULTY OF MINES

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
TURKISH NATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

Bu bildiriler kitabının yayım hakkı Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği'ne aittir. Bu kitapta yer alan bildirilerin aynen yayımlanması yazarından yazılı izin almak koşulu ile mümkündür. Alıntı için kaynak göstermek yeterlidir. Bildiriler, Bilimsel Kurul tarafından seçilmiş olup, yazarları tarafından basıma hazır hale getirilmiştir. Bildirilerin içeriklerinin tüm sorumluluğu yazarlarına aittir.

Bu kitabın basımına olanak sağlayan

ORICA-NITRO A.Ş.

ve

NİTROMAK A.Ş.'ne

teşekkür ederiz.

ISBN : 975-93675-3-X

Baskı : Ümit Ofset-ANKARA Tel : 0312.384 26 27

ADRES / ADDRESS

Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği
Turkish National Society for Rock Mechanics
Başkan / President
Dr. Aydın BİLGİN
Maden Mühendisliği Bölümü
Orta Doğu Teknik Üniversitesi
06531 – Ankara / TÜRKİYE
Tel : (+90) 312 – 210 58 14
E-mail : abilgin@metu.edu.tr

Bu Sempozyumun düzenlenmesinde katkıda bulunan, aşağıdaki kurum ve kuruluşlara teşekkür ederiz.
Financial support of the following companies is gratefully appreciated

- Akdağlar Madencilik Sanayi Ticaret A.Ş.
- Atlas Copco
- Baz Makina Sanayi ve Dış Ticaret Ltd.Ş.
- Cengiz İnşaat Sanayi ve Ticaret A.Ş.
- Ciner Grup Park Teknik
- Demir Export A.Ş.
- ELC Group Mühendislik ve Müşavirlik Ltd. Şti.
- Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Tic. A.Ş.
- Enver Altınok Müşavir Mühendislik Ltd. Şti.
- Gemsa Genel Makine Sanayi ve Tic. A.Ş.
- Geoteknik A.Ş.
- Gülsan İnşaat Sanayi Turizm Nakliyat ve Tic. A.Ş.
- Nitromak Makine Kimya Nitro Nobel Kimya Sanayi A.Ş.
- Orica-Nitro Patlayıcı Mad. San. ve Tic. A.Ş.
- Sangari Uluslararası Ticaret A.Ş.
- Tefken İnşaat A.Ş.
- Yapı Merkezi A.Ş.
- Yüksel Proje Uluslararası A.Ş.
- Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş.

Foreword

The 8th Regional Rock Mechanics Symposium is held in İstanbul, Turkey, on November 02-03, 2006. The symposium is organized by İstanbul Technical University, Faculty of Mines, with great success under the auspices of Turkish National Society for Rock Mechanics. On behalf of the Executive Board of the Turkish National Society, I would like to express my gratitude and appreciation to the members of Faculty of Mines.

The biannual traditional symposia on Rock Mechanics have been held on regional basis for the third time in Turkey. These symposium series have formed a basic forum to discuss ideas, exchange knowledge and experience on rock mechanics. The 8th symposium, by the regional participation of delegates from different foreign countries, is held in İstanbul where the two continents and several cultures and civilizations through out the history met. I hope that the 8th of this traditional symposium series will not only function as a major forum to discuss technical matters, but also as a venue to experience and enjoy the cultures and the way of life.

The city of İstanbul has always been a good venue for living, meeting, trading and discussing. I hope that the 8th Regional Rock Mechanics Symposium will open new horizons, bring new ideas and contribute much to the science as in the conventional manner. I also hope that İstanbul city with its museums, cultural heritage and its persuasive natural beauties will be a good venue for the symposium. For all the delegates, I wish a good stay in İstanbul and successful presentations and fruitful discussions.

On behalf of the Executive Board of the Turkish National Society for Rock Mechanics, I would like to thank all the authors for their invaluable contributions in the form of presentations and discussions. Attendance of delegates from different countries and various institutions and companies from Turkey and the financial support provided by the sponsors are gratefully appreciated. Finally, I would like to thank all my colleagues for sharing the responsibility and working meticulously throughout the symposium.

Assoc. Prof. Dr. H. Aydın Bilgin
President, Turkish National Society for Rock Mechanics

Önsöz

Laboratuarlarda küçük taş parçalarının mekanik özellik ve davranışlarının araştırılması ile başlayan kaya mekaniği anlayışından, arazideki kırıklı çatlaklı ortamların davranışlarına geçmek hiç de kolay olmadı. Hele hele, aynı ortam ve koşulların farklı proje büyüklükleri için değişebilen sayılarla ifade edilmesinin gerektiğine, sistem büyüklüğü etkisine, kırılma-yenilme sonrasında da kayanın hâlâ yük taşıyabildiğine, eğitim ve öğretimini homojenlik, izotropluk ve elastiklik üzerine kurmuş olanları inandırabilmek tüm dünyada uzun zaman aldı. Kaya mekaniğinin iyi tanımlanmamış, açıklanmamış ve doğru şekilde yorumlanarak hazırlanmamış bir “mühendislik jeoloji modeli” olmadan uygulanamayacağının bilgi ve bilincine varabilmek ise hâlâ ulaşılması zor bir hedef gibi gözüküyor. Deneysiz, ölçmesiz, gözlemsiz ve teknik girişimden uzak çalışmalarla; bilgisayarların ve hazır programların kolaylığı içinde parametre etütleriyle “kaya mekaniği” yapabilmek ise tartışmalara açık, bambaşka bir konu...

İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi ve Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği tarafından düzenlenen VIII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumunda Almanya, Çek Cumhuriyeti, Hindistan, İran, İsviçre, Japonya, Rusya ve Türkiye olmak üzere 8 ülkenin katılımı ile sunulmakta olan 43 yerli ve 11 yabancı bildiride bu gelişmelerin her birinden örnekler bulunmaktadır.

Bu sempozyumun hazırlanmasında, uygulanmasında ve yürütülmesinde destek veren ve emeği geçen tüm kişi, kurum ve kuruluşlara en derin şükranlarımızı sunarız.

Prof. Dr. Mahir VARDAR
Sempozyum Başkanı
Y. Doç. Dr. Yılmaz MAHMUTOĞLU
Sempozyum Sekreteri

Preface

The early research in rock mechanics was based on the mechanical properties and behaviors of stone pieces, and it was not easy to move towards searching for the crashed and jointed rock mass mediums on site. It takes much more time to believe in the necessity of defining changing parameters for similar medium and conditions for different projects and construction sizes, the effect of system greatness, and even the load bearing capability of rocks after break and failure behavior for the members of the scientific community who were based their education on homogeneity, isotropy and elasticity. Knowledge and the consciousness of establishing a well defined, clearly explained and truly interpreted “Engineering Geological Model” is still seem to be the far aim in the scientific world. Today easy to use computer soft wares enable researchers to produce studies without any experiments, measurements and technical work.

The VIII'th Regional Rock Mechanics Symposium is co-organized by the Istanbul Technical University Faculty of Mines and Turkish National Society for Rock Mechanics. You can find the examples of such scientific approaches to rock mechanics in the 43 Turkish and 11 foreign paper contributions from 8 countries Czech Republic, Germany, India, Iran, Japan, Russia and Switzerland.

I would like to thank to the participants, organizers and the supporters who make this symposium possible with their valuable contributions.

Prof. Dr. Mahir VARDAR
Chairman
Asist. Prof. Dr. Yılmaz MAHMUTOĞLU
Secretary

Düzenleme Kurulu / Organizing Committee

İstanbul Teknik Üniversitesi
İstanbul Technical University

Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği
Turkish National Society for Rock Mechanics

Dr. Mahir VARDAR
Sempozyum Başkanı / *Chairman*

Dr. H. Aydın BİLGİN
Dr. Mehmet Ali HİNDİSTAN
Hasan ŞİŞMAN
İ. Ümit ERDEM
H. Sinan İNAL

Dr. Yılmaz MAHMUTOĞLU
Sempozyum Sekreteri / *Secretary*

Dr. Cemal BALCI
Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Selamet ERÇELEBİ
Dr. Mustafa ERDOĞAN
Dr. Rahmi EYÜBOĞLU
Dr. Erkin NASUF
Dr. İ. Cengiz KIRMANLI
Dr. H. Tolga YALÇIN
Dr. E. Vural YAVUZ
Dr. Erkan BOZKURTOĞLU
Dr. Hakan TUNÇDEMİR
Ar.Grv. Gökhan ŞANS
Ar.Grv. Zeynep AKTUNA
Ar.Grv. O. Serkan ANGI
Ar.Grv. Cenk KOÇAK

Bilim Kurulu / Scientific Committee

- Dr. Ali Akçın
Dr. Raşit Altındağ
Mehmet Altıntaş
Dr. Ergin Arioğlu
Yusuf Ateş
Dr. Nejat Ayaydın
Dr. Ömer Aydın
Dr. Can Ayday
Dr. Hakan Başarır
Dr. H. Aydın Bilgin
Dr. Nuh Bilgin
Dr. Naci Bölükbaşı
Dr. Atilla Ceylanoglu
Dr. Ahmet Dağ
Dr. Ahmet Demirci
Tamer Dinçer
Dr. Şevket Durucan
Dr. H. Şebnem Düzgün
Dr. İ. Göktaş Ediz
Dr. Kaan Erarslan
Dr. Bülent Erdem
Dr. Mustafa Erdoğan
Dr. Veysel Eroğlu
Dr. Hasan Gerçek
Dr. M. Kemal Gökay
Dr. Candan Gökçeoğlu
Dr. R. Mete Göktaş
Dr. Kazım Görçülü
Gökhan Güler
Dr. O. Zeki Hekimoğlu
Dr. Mehmet Ali Hindistan
Dr. Selami İstanbulluoğlu
Dr. Sair Kahraman
Dr. Ali Kahrıman
Dr. Celal Karpuz
Dr. Necdet Köksal
Dr. Halil Köse
Dr. Seyfi Kulaksız
Dr. Halil Kumsar
Dr. Yılmaz Mahmutoglu
Dr. Yedigir Müftüoğlu
Dr. Erkin Nasuf
Dr. A. Hakan Onur
Dr. Güner Önce
Dr. Levent Özdemir
Dr. Metin Özdoğan
Dr. Reha Özel
Dr. Ümit Özer
Dr. Abdurrahim Özgenoğlu
Dr. İhsan Özkan
Dr. A. Günhan Paşamehmetoğlu
Dr. Dursun Sarı
Tülin Solak
Dr. Cem Şensöğüt
Hasan Şişman
Dr. Çelik Tatar
Dr. Erhan Timur
Dr. Zafer Toper
Dr. Hasan Tosun
Dr. Levent Tutluoğlu
Dr. Reşat Ulusay
Dr. Murat Ünal
Dr. Bahtiyar Ünver
Dr. Mahir Vardar
Dr. Erdoğan Yüzer
Mehmet Yumlu
Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, Türkiye
Ulaştırma Bakanlığı, DLH Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye
Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, Türkiye
Yüzüncü Yıl Üniversitesi, Van, Türkiye
Zalsburg, Avusturya
Tokai University, Shimizu, Japonya
Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye
İnönü Üniversitesi, Malatya, Türkiye
Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye
Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
Mining Solutions Consultancy, South Perth, Avustralya
Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, İngiltere
Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
DSİ Genel Müdürlüğü – Ankara, Türkiye
Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Osmangazi Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye
Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas, Türkiye
CSIR Miningtek, Johannesburg, Güney Afrika
Dicle Üniversitesi, Diyarbakır, Türkiye
Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Türkiye Kömür İşletmeleri Kurumu, Ankara, Türkiye
Niğde Üniversitesi, Niğde, Türkiye
İstanbul Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Karayolları Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye
Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye
Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Pamukkale Üniversitesi, Denizli, Türkiye
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye
Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Colorado School Of Mines - USA
İdeal Makine Ltd., Ankara, Türkiye
Türk Petrolleri Anonim Ortaklığı, Ankara, Türkiye
Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye
Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Karayolları Genel Müdürlüğü
Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Ulaştırma Bakanlığı, DLH Genel Müdürlüğü, Ankara, Türkiye
Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir, Türkiye
Prokon A.Ş., Ankara, Türkiye
Groundwork Consulting (Pty) Ltd., Johannesburg, Güney Afrika
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Çayeli Bakır İşletmeleri AŞ, Rize, Türkiye

İçindekiler

Table of Contents

Foreword	iv
Önsöz	v
Preface	
Düzenleme Kurulu	vi
Organizing Committee	
Bilim Kurulu	vii
Scientific Committee	
Seismic analysis of multiple shallow tunnels constructed in grouted rocks	1
N.N. Fotieva, A.S. Sammal, S.V. Antziferov & N.S. Bulychev	
Tunneling under difficult conditions-waterproofing systems	7
S. Lemke, T. Aydoğmuş, A.T. Arslan & A. Tezel	
Stress changes around tunnel under the strip foundation	15
J. Trčková & P. Procházka	
Analytical design method of vertical shaft lining in the combined shaft sinking technique	23
N. Bulychev, N. Fotieva & V. Savchenkov	
Terkedilmiş oda-topuk yeraltı linyit ocağının dinamik duraylılığının değerlendirilmesi	29
Assessment of dynamic stability of an abandoned room and pillar underground lignite mine	
M. Geniş & Ö. Aydan	
Analysis of interaction of ultrasonic events	39
J. Vilhelm, V. Rudajev, T. Lokajčec & J. Veverka	
A methodology for rock TBM selection based on geotechnical hazards mitigation	47
J. Khademi, K. Shahriar & M. Sharifzadeh	
Nefise Akçelik ve Sarayköy tünellerinin yönetiminde uzman sistem uygulanması	53
An expert system application for Nefise Akçelik and Sarayköy Tunnels	
B. Koçak, H. Karaoğlu & M. Vardar	
Hoek-Brown yenilme ölçütünde örselenme faktörünün kullanımına ilişkin bir değerlendirme ve alternatif bir yaklaşım	63
An Assessment on the Use of Disturbance Factor in Hoek-Brown Failure Criterion and an Alternative Approach	
H. Sönmez & C. Gökçeoğlu	
Seyrantepe barajı sol sahil heyelanının oluşumu, nedenleri, etkileri ve duraysızlıkların giderilmesi	71
A Case Study for Seyrantepe dam left side landslide's formation, reasons, effects, and remedition studies for unstabilities	
M. Vardar & G. Şans	
Design of underwater tunnel linings of an arbitrary cross-section shape	79
I.Yu. Voronina, P.V. Deev & S.I. Khrenov	

Köprüköy (Bala-Ankara) granitleri için puanlama esaslı kaya malzemesi bozunma sınıfları ve bunların karşılaştırılması <i>A rating based rock material weathering classifications for the Köprüköy (Bala-Ankara) granites and their comparison</i> G. Elmasoğlu, C. Gökçeoğlu & R. Ulusay	83
Sağlam kayaların elastisite modüllerinin kestirimine yönelik bir bulanık model <i>A fuzzy model to predict elasticity modulus of intact rocks</i> B. Tütmez & M. Karakuş	93
Keski kuvveti ve kayaların bazı mühendislik özellikleri arasındaki ilişkinin araştırılması <i>An investigation on the relationship between linear cutting force and some engineering properties of rocks</i> S. Yağız	99
Pasa irilik katsayısının kazı verimliliği üzerindeki etkisi <i>The effect of coarseness index on rock cutting efficiency</i> H. Tunçdemir, H. Çopur, C. Balcı & N. Bilgin	107
TKİ-ELİ Eynez bölgesi karalıkdere drenaj tüneli kalıcı tahkimat tasarımı <i>Permanent support design of TKİ ELİ Karalıkdere drainage tunnel at Eynez region</i> L. Tutluoğlu, A. Koçal & C. Karpuz	115
Effect of squeezing on support pressure in Golab tunnel M. Sharifzadeh & S.M. Delbari	121
Dalaman-Göcek karayolu tüneline boru kemer yöntemi uygulamaları ve sonuçları <i>Applications and Results of Umbrella Arch Method in Dalaman-Göcek Highway Tunnel</i> H. Denek, Y. Özçelik & F. Bayram	127
Doğrultu değişimlerinin yeraltı açıklıklarının duraylılığı üzerindeki etkilerinin araştırılması <i>Studies about effects of direction changes on underground openings stabilities</i> Ö. Yılmaz & T. Ünlü	133
Yenikapı-Unkapanı metro tünelleri güzergahındaki oturmaların değerlendirilmesi <i>The assessment of surface subsidence along the Yenikapı and Unkapanı Tunnel route on Istanbul Subway</i> Y. Mahmutoglu, E. Usta & G. Şans	143
Influence multiple stage excavation method upon Bakhtiari tunnel stability N. Soltani, K. Shahriar & B. Ferdowsi	153
Kadıköy-Kartal raylı toplu taşıma sistemi projesinde jeolojik ve jeoteknik araştırma çalışmaları <i>Geological and geotechnical investigation of Kadıköy-Kartal railway transportation project</i> A. Yüksel, Ö. Yeşilçimen & E. Arıoğlu	157
On stability of Toktogul HPS canyon slopes under high seismic actions N.M. Syrnikov & V.Y. Stepanov	171
Olasılığa dayalı şev duraylılığı analizi: Orhaneli açık ocağı şevleri örneği <i>Probability analysis on slope stabilities: A case study at Orhaneli mine slopes</i> H.Ş.B. Düzgün & C. Karpuz	179

Kayaya soketli fore kazıkların taşıma kapasitesi hesapları: Sudan, Hartum El Mek Nimir köprüsü örneği <i>Bearing capacity calculations of large diameter and long bored piles socketed into geomaterial : Case study at Mek Nimir Bridge , Khartoum/Sudan</i> E. Arıoğlu, S. Kurtuldu, R. Yoldaş, E. Arıoğlu & A. Yüksel	185
Karakaya barajı mansabı sol sahildeki oyulmanın jeolojik-jeoteknik incelemesi <i>Geological-geotechnical studies at left bank of Karakaya dam's downstream</i> B. Ünal	199
Değişik kaya birimlerinin sismik hızlarının (P-dalga) belirlenmesi ve taşıma kapasitesi ile ilişkilendirilmesi <i>Determination of seismic velocities (P-Wave) of different rock units and relations with bearing capacity</i> Y. Gül & A. Ceylanoglu	211
Korkuthan taşocağında yapılan patlatmalı kazı çalışmalarının çevresel açıdan değerlendirilmesi <i>An environmental evaluation of blasting activities at Korkuthan quarry</i> B. Erçikdi, F. Cihangir & A. Kesimal	221
Patlatma kaynaklı titreşimlerin incelenmesinde bazı spektral analiz tekniklerinin uygulanması <i>Some application technics of spectral analysis on blasting induced ground vibration studies</i> G.G.U. Aldaş	229
Ulus-Keçiören metro tünelleri inşaatında yer titreşimi denetimi ve kaya özellikleri ile ilişkisi <i>Control of Blast Induced Ground Vibration During Construction of Ulus-Keçiören Subway Tunnels and the Correlation with Rock Properties</i> H.A. Bilgin & H.S. İnal	237
Strengths and deformation behavior of coal mine rocks J.M. Kate & C.S. Gokhale	243
Estimating the uniaxial compressive strength of igneous rocks from indentation hardness index S. Kahraman, E. Kozman & O. Günaydın	249
TKİ-Yatağan-Eskihisar linyit açık maden ocağında uzun dönemli şev yer değişim ölçümleri <i>Long-term slope deformation measurement in TKİ-Yatagan-Eskihisar lignite open pit mine</i> İ.Özkan, S.Uslu & H. Özşen	253
Elmas telli kesme yönteminde tabakalanma yönünün kesme performansına etkisinin incelenmesi <i>Investigation of effect of bedding direction on cutting performance in diamond wire cutting method</i> Y. Özçelik, E. Yılmazkaya, F. Bayram, N.E. Yaşitli, E.S. Kanbir & N. Kekeç	263
Sığ tünellerin üstyapıya etkisinin sınır elemanlar yöntemiyle incelenmesi <i>Studies shallow tunnels effects on ground movement with finite element method</i> B. Kimençe	271
Kaya bloklarının bireysel gösterimi <i>Individual illustration of rock blocks</i> A. Turanboy	279
Kaya kütleindeki süreksizliklerin geometrik olarak modellenmesi <i>Geometrical modelling of discontinuities on rock mass</i> İ.E. Önsel, C.A. Öztürk & E. Nasuf	285

Kaya patlama riskinin doku analizi sonuçları ile değerlendirilmesi <i>Evaluation of rock burst risk by texture analysis</i> C.A. Öztürk, İ.E. Önsel & E. Nasuf	289
Bir yerleşim alanındaki zemin parametrelerinin uzaysal değişkenliği <i>Spatial variability of soil parameters in an urban area</i> S. Yüksek, H. Arslanbaş & I. Yılmaz	295
Elastic properties determination in marbles from Muğla region in Turkey by ultrasonic velocity techniques A.H. Deliormanlı, L. Burlini & A.B. Yavuz	301
Estimation of ultrasonic pulse velocity of limestone from water absorption H. Çanakçı, H. Güllü & O. Şirin	309
Kayaçların aşınma indeks değerlerinin fiziko-mekanik özelliklerle olan etkileşimlerinin değerlendirilmesi <i>Analysis for relationship between wear attitudes and physical-mechanical properties of rocks</i> N. Şengün, Y. Umucu, R. Altındağ, V. Deniz, S. Çayırılı & B. Oğuz	315
Ayrışmanın andezit ve trakiandezitlerin (Isparta) mühendislik özelliklerine etkisi <i>Effects of the weathering process on the engineering properties of the andesites and trachyandesites</i> M.Özçelik, A. Yalçın & M. Davraz	321
Kövke taşının (Isparta) mühendislik özellikleri ve yapı taşı olarak kullanılabilirliği <i>Engineering properties of Kövke stone (Isparta) and usage as a building stone</i> A. Yalçın & M. Özçelik	325
Nevşehir-Gülşehir kaya tuz madeninde kaya tuzuna ait mühendislik özelliklerinin belirlenmesi <i>Determination of engineering properties for rock salt in Nevşehir-Gülşehir rock salt mine</i> İ. Özkan, A. Özarslan, M. Geniş & H. Güneş	329
Kaliçilerin mikromorfolojik ve fiziko-mekanik özellikler arasındaki ilişkinin incelenmesi <i>Investigation of relationship between micromorphological and physical-mechanical properties of caliche</i> İ. Dinçer, A. Acar & S. Ural	341
Niğde yöresi bazaltlarının jeomekanik özellikleri <i>Geomechanical properties of Niğde region basalts</i> M. Korkanç & A. Tuğrul	353
Farklı geometrideki boşlukların ve et kalınlıklarının bloğun (hafif yapı elemanı) dayanımına etkisinin incelenmesi <i>Studies of different geometrical holes and shell thickness (light weight structural element) effects on the block's strength</i> S. Demirdağ & L. Gündüz	363
Karayün kumtaşlarının (Sivas) mühendislik özelliklerinin istatistiksel değerlendirilmesi <i>Statistical assesment of engineering properties of Karayün sandstones (Sivas)</i> D. Erik & M. Mutlutürk	369
Yakakayı (Eskişehir) gölet yerindeki ofiyolitik kayaçların mühendislik ve petrografik özellikleri <i>Engineering and petrographical properties of ophiolitic rocks at Yakakayı (Eskişehir) dam site</i> E.A. Özsoy, A. Özsan, Y.K. Kadioğlu & G. Yılmaz	375

Erzurum-Artvin arasında yer alan bazı kayaların mühendislik özelliklerinin değerlendirilmesi <i>Engineering properties assessment of some rocks between Erzurum and Artvin</i> E. Kalkan, S. Akbulut, R.K. Akbulut, İ.G. Balkan & S. Arasan	387
Yeraltı madenciliğinde ani gaz ve kayaç püskürmesine eğilimli zonların belirlenmesi <i>Assessment of rock, coal and gas outburst prone zones in underground mining</i> A. Fişne, G. Ökten & T. Hüdaverdi	395
Melen projesi Osmankuyu tüneline gerçekleştirilen atımların değerlendirilmesi <i>Investigation of blasting activities for Melen Project Osmankuyu Tunnel</i> T. Hüdaverdi C. Kuzu & A. Fişne	403
DSİ Zamantı tüneline karşılaşılan aşırı su geliri ve çözüm önerileri <i>Excessive water inflow into the DSI Zamantı Derivation Tunnel and suggestions for solution</i> T. Yalçın, M. Vardar & E. Şekercioğlu	409

Seismic analysis of multiple shallow tunnels constructed in grouted rocks

N.N. Fotieva, A.S. Sammal & S.V. Antziferov

Department of Materials Mechanics, Tula State University, Tula, Russia

N.S. Bulychev

Department of Underground Construction, Tula State University, Tula, Russia

ABSTRACT: An analytical method for designing multiple shallow circular tunnel linings constructed with the application of grouting, under seismic effects of Earthquakes is proposed. The method consists in the determination of the most unfavourable stress state in every radial section of every lining at any combinations and directions of long longitudinal and shear waves spreading in the plane of the tunnel complex cross-section.

1 INTRODUCTION

At the design and construction of tunnel linings in seismic areas it is necessary to take into account that those structures besides usual static loads may be subjected to Earthquakes effects consisting in spreading of long seismic compressive-tensile (longitudinal) and shear waves in the rock mass the combinations and directions of which respectively to the underground structure are unknown in advance. This is why an original approach to the above problem was developed at Tula State University (Fotieva 1980). According to that approach the design includes determining the most unfavourable lining stress state which may appear in every lining normal section at any combinations and directions of long longitudinal and shear waves propagating in the plane of the tunnel cross-section. On this basis considering different design schemes, the analytical methods and corresponding computer programs for the design of linings of deep underground structures including tunnels of an arbitrary cross-section shape constructed with the application of grouting (Fotieva et al. 1998; Fotieva & Bulychev 1999), sprayed concrete tunnel linings (Fotieva & Bulychev 1996), multi-layered circular tunnel linings (Bulychev 1994), linings of parallel circular tunnels (Fotieva & Kozlov 1992) under seismic effects have been developed. The above approach and the basic principles of designing the deep tunnel linings under seismic effects have been included in the Russian standards (Instruction 1982; Guide 1996) and widely applied in projects of transport and power-stations tunnels in seismic areas (Fotieva 1999). Further similar methods have been created for the design of shallow circular tunnel linings (Fotieva

et al. 2001) including the case of multiple parallel mutually influencing tunnels (Fotieva et al. 2003) and for shallow tunnels of an arbitrary cross-section shape (Fotieva et al. 2005a) including the ones constructed with the application of grouting (Fotieva et al. 2005b).

A new part of those investigations including the analytical method for designing multiple circular shallow tunnel linings constructed with the application of grouting, under seismic effects is described in the paper presented.

2 THE METHOD OF THE DESIGN

The design method is based on analytical solutions of the two quasi-static plane problems of the elasticity theory for a semi-infinite linearly deformable medium simulating the rock mass, weakened by an arbitrary number of arbitrary located circular openings of different radii, supported by double-layer rings (external layers of rings simulate the rock zones strengthened by grouting, the internal ones simulate the tunnel linings). The ring layers and the medium undergo deformation together, that is conditions of continuity of stresses and displacements vectors are satisfied on the contact lines. The internal outlines of rings and the straight boundary of the semi-plane are free from loads.

The medium is subjected on the infinity to a biaxial compression (in the first problem) and to a pure shear (in the second problem) directed under an arbitrary angle α to the horizontal, simulating the actions of long longitudinal and shear waves correspondingly, arbitrary directed in the plane of

the tunnel complex cross-section. The design schemes are shown in Figure 1.

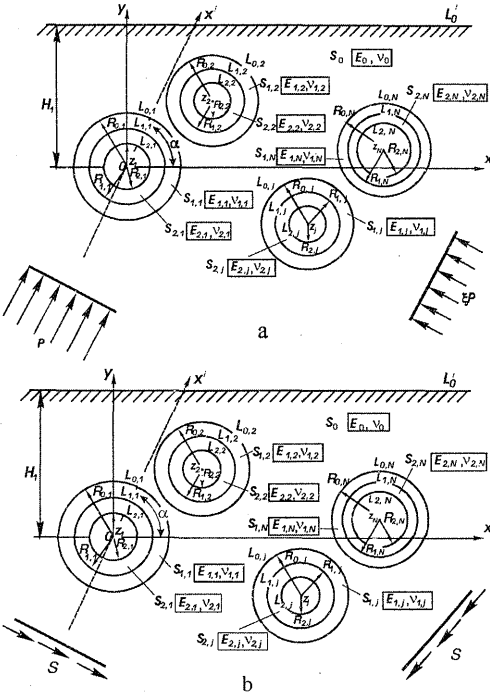


Figure 1. Design schemes for determining the linings stress state caused by the actions of arbitrary directed longitudinal (a) and shear (b) seismic waves

Here a semi-infinite homogeneous isotropic linearly deformable medium restricted by the straight line L'_0 and by circumferences $L_{0,j}$ ($j=1, \dots, N$) of $R_{0,j}$ ($j=1, \dots, N$) radii, simulates the soil or rock mass possessing the deformation modulus E_0 and the Poisson's ratio v_0 .

Layers of rings $S_{m,j}$ ($m=1,2; j=1, \dots, N$) from materials with deformation characteristics $E_{m,j}$, $v_{m,j}$ ($m=1,2; j=1, \dots, N$) simulate the rock zones strengthened by grouting ($m=1$) and the linings of tunnels ($m=2$) located on the depth H_j ($j=1, \dots, N$) counted off from the centers situated in points $z_j = x_j + iy_j$ ($j=1, \dots, N$).

The stresses on the infinity are determined by formulae (Guide 1996):

$$P = \frac{1}{2\pi} AK_1 \gamma c_1 T_0, \quad \xi = \frac{v_0}{1-v_0},$$

$$S = \frac{1}{2\pi} AK_1 \gamma c_2 T_0, \quad (1)$$

where A —coefficient, corresponding to the Earthquake degree, K_1 —coefficient taking the admissible damages into account (it is assumed for the underground structures design that $AK_1 = 0.025; 0.05; 0.1$ for areas of seismic activity 7, 8 и 9 degrees on the MSK-scale correspondingly), γ —soil or rock unit weight, T_0 —prevailing period of soil particles oscillation, c_1, c_2 —velocities of longitudinal and shear waves propagation.

The first problem (Fig.1a) simulating the action of a long arbitrary directed longitudinal wave in compression phase, has been solved with the application of the complex variable analytic functions theory (Muskhelishvili 1966), analytical continuation of Kolosov-Muskhelishvili's complex potentials characterizing the stress state of the lower semi-plane out of the openings into the upper semi-plane across the straight boundary (Aramanovich 1955), properties of Cauchy integrals, modification of the method by Sherman and apparatus of complex series.

Such a way gives a possibility to reduce the problem to the iteration process suggested in the work by Fotieva et al. (1996), in every approximation of which the solutions of problems for j -th double-layer ring ($j=1, \dots, N$), supporting the corresponding opening in a whole plane, are sequentially applied with the boundary conditions including some additional items reflecting the influence of the straight boundary of the semi-plane and the rest of the other supported openings. These items are represented in the form of Laurent series the unknown coefficients of which being equal to zero in the first iteration then are specified on each step of iterations. In turn, the problem for a single double-layer ring in the whole plane forming the basis of the iteration process, is being solved applying the recurrent relationships combining the coefficients of complex potentials regular in contacting areas. It finally results in an infinite system of algebraic linear equations respectively to the coefficients of complex potentials regular in a whole plane out of the opening. The system is solved being correspondingly reduced.

The solution of the second problem (Fig.1b) simulating the action of a long arbitrary directed shear wave, has been obtained as a particular case of the first one at $P=S$, $\xi = -1$ applying the angle

$\alpha + \pi/4$ instead of α .

From the solution of the first problem the stresses $\sigma^{(P)}$ in the linings (here a symbol σ signifies all the components of the stress tensor) are determined, caused by a long longitudinal wave falling under an arbitrary α angle; from the solution of the second problem the stresses $\sigma^{(S)}$, caused by a long arbitrary directed shear wave are obtained.

Further the general expressions for circumferential stresses along the lining internal outlines, obtained from the two above problems, are investigated on the extreme relatively to the α angle of the waves falling. It gives the possibility of extreme stresses caused by longitudinal and shear waves in every point of every lining internal outline to be determined. Then considering additionally the sum and difference of extreme stresses obtained, characterizing the stress state of the linings in case of simultaneous action of both types of waves, the maximal stresses by their absolute which may appear along the linings internal outlines at any combinations and directions of long longitudinal and shear waves are evaluated. It results in analytical obtaining of the envelope diagrams of circumferential stresses along every lining internal outline. The stresses in points of the external outlines of the linings, bending moments and longitudinal forces in every radial section of every lining are determined at such the combination and direction of waves at which the stress in the point of the internal outline in this section has maximal absolute value. The stresses and forces obtained in this way are assumed to have signs "plus" and "mines" and summed up with the ones caused by the other loads (Fotieva et al. 2003). After that the strength control of every lining on the compression and tension is being made.

If some linings are not anchored to the rock and are designed with the allowance of a cracks formation we assume that tensile normal loads are not transferred on the structures. In this case the action of longitudinal waves in the phase of tension is excluded from the consideration and the design of those linings is fulfilled on the basis of the two different envelope diagrams for maximal absolute values of compressive (negative) and tensile (positive) stresses caused by a joint action of shear waves of different signs and longitudinal waves in the compression phase.

So, the method proposed allows to determine both stresses in linings caused by a separate action of the longitudinal or shear wave of a certain direction and maximal compressive and tensile stresses which may appear in every radial section of every lining due to all variety of seismic effects in the plane of the tunnel complex cross-section.

3 VERIFYING OF THE RESULTS

The method described is based on the position of a possibility of applying the solutions of quasi-static problems for determining the dynamic stresses in the multiple shallow tunnel linings.

For a checking of this hypothesis the comparison has been made between analytical results of quasi-static solutions and the data from a numerical modelling of dynamic problems applying the FLAC software. The numerical modelling has been carried out at LNEC, Portugal (Lemos et al. 2005) in the framework of joint project with authors of this paper supported by grant of NATO Science Program.

With this aim the linings of the two identical parallel tunnels of external radii $R_0 = 3$ m and thickness $\Delta = 0,35$ m located at the depth $H = 8$ m were considered with the following input data: the distance between tunnel centres is $a = 9$ m, the deformation characteristics of the soil and the linings' material are correspondingly $E_0 = 50$ MPa, $\nu_0 = 0,3$, $E_1 = 23,000$ MPa, $\nu_1 = 0,2$, the soil unit weight is $\gamma = 0,017$ MN/m³, the prevailing period of the soil particles oscillation is $T_0 = 0,5$ s., the earthquake's intensity is 9 degrees on the MSK-scale ($AK_I = 0,1$).

The distributions of absolute values of circumferential stresses $\sigma_\theta^{(in)}/P$ appearing along the internal outline of the right tunnel lining due to the action of a vertical longitudinal wave are shown in Figure 2, the stresses $\sigma_\theta^{(in)}/S$ caused by a vertical shear wave are given in Figure 3.

The solid lines in Figures 2, 3 correspond to stresses obtained from analytical solutions of quasi-static problems, the dash lines reflect the results of numerical modelling for dynamic problems. As one can see there is a satisfactory agreement between the compared results.

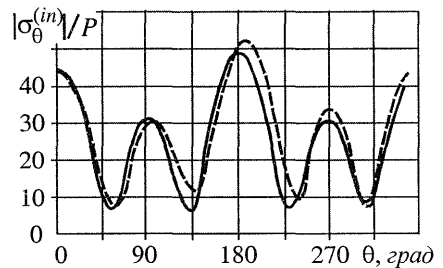


Figure 2. Distributions of stresses caused by a vertical longitudinal wave

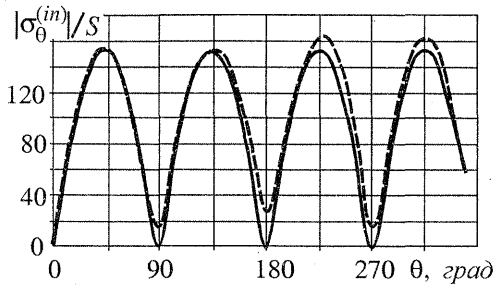


Figure 3. Distributions of stresses caused by a vertical shear wave

4 EXAMPLE OF THE DESIGN

As an example the three parallel circular tunnels are considered constructed in the rock mass possessing the deformation characteristics $E_0 = 200 \text{ MPa}$, $\nu_0 = 0.35$. The sizes and mutual locations of tunnels are shown in Figure 4.

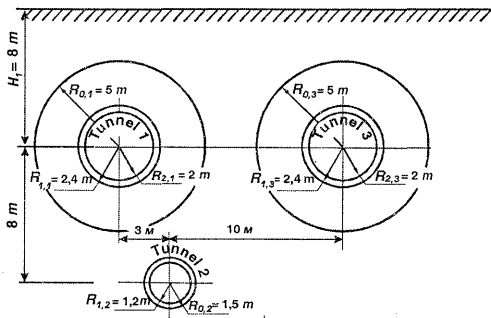


Figure 4. Sizes and mutual locations of tunnels

The linings of the first and third tunnels from concrete with characteristics $E_{2,1} = E_{2,3} = 27,000 \text{ MPa}$, $\nu_{2,1} = \nu_{2,3} = 0.2$ are constructed with the application of grouting. The deformation characteristics in grouted rock zones are $E_{1,1} = E_{1,3} = 600 \text{ MPa}$, $\nu_{1,1} = \nu_{1,3} = 0.3$. The lining of the second tunnel constructed without grouting is from concrete with $E_{1,2} = 32,500 \text{ MPa}$, $\nu_{1,2} = 0.2$.

The tunnel linings have been calculated with the following input data: $AK_I = 0.1$, $T_0 = 0.5 \text{ s}$, $\gamma = 0.017 \text{ MN/m}^3$. The linings are designed with the allowance of cracks formation.

The maximal compressive (negative) and tensile (positive) circumferential stresses (in MPa) which

may appear during the Earthquake along the linings' internal outlines, are shown in Figure 5a by solid and dash lines correspondingly.

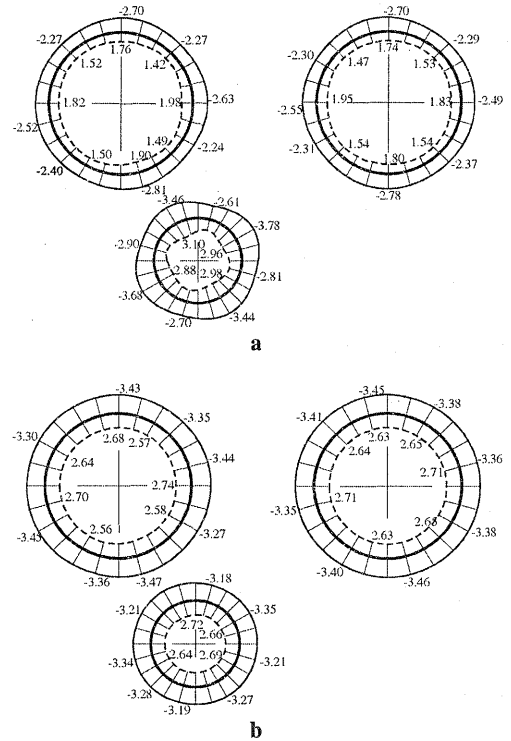


Figure 5. Distributions of maximal compressive and tensile stresses along the internal lining outlines for cases if the linings of the first and third tunnels are constructed with grouting (a) and without grouting (b)

For comparison the same stresses in case when all tunnels are constructed without application of grouting, are shown in Figure 5b.

If the linings considered are designed without allowance of the cracks formation the values of stresses shown by solid lines in Figures 5a, b, must be assumed with signs "plus" and "mines".

Comparing the results shown in Figure 5a with the ones given in Figure 5b, one can see that the presence of grouted soil zones around first and third tunnels render the substantial influence on the linings' stress state in the case considered. So, the decrease of maximal compressive and tensile stresses which may appear along the internal outlines in the linings of the first and third tunnels at the Earthquake, is about 30% due to grouting. The influence of grouting on the second tunnel lining

stress state is more complicated and may be both positive and negative in different radial sections of the second lining. It may be explained by the fact that the presence of grouted zones increases the mutual influence between tunnels.

5 CONCLUSION

The new analytical method for the design of multiple shallow circular tunnel linings, constructed with the application of grouting, under Earthquake effects is proposed. The method allows to take the actions of long longitudinal and shear seismic waves, propagating in the plane of the tunnel complex cross-section in different combinations and directions, into account.

The corresponding computer program has been developed giving a possibility of determining both the most unfavourable stress state in every radial section of every lining, which may appear during the Earthquake and the stresses caused by separate action of longitudinal or shear waves of any direction.

The examples considered illustrate the influence of the Earth surface and mutual influence of tunnels on the extreme stresses because the envelope diagrams for a single deep circular tunnel must be circular since the extreme stresses do not depend on the angle of the waves falling due to symmetry of the problem.

REFERENCES

- Aramanovich, I.G. 1955. Distribution of stresses in an elastic semi-plane weakened by a supported circular opening. *Reports of AN USSR*, № 104 (3): 372-375.
- Bulychev, N.S. 1994. *Mechanics of underground structures (second edition)*. Moscow: Nedra.
- Fotieva, N.N. 1980. *Design of the underground structures support in seismically active areas*. Moscow: Nedra.
- Fotieva, N.N. 1999. Design and technologies for improvement of tunnels in seismic areas. *Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisboa*, Vol.3: 999-1004.
- Fotieva, N.N. and Bulychev N.S. 1996. Design of sprayed concrete tunnel lining upon static and seismic effects. *Proceedings of Second International Symposium on Strayed Concrete*, Norway: 70-74.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S. 1999. Designing tunnel linings upon seismic effects. In *Proceedings of the Second Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.2. Lisboa, Portugal: 465-470.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Antziferov S.V. 2003. Designing multiple shallow tunnel linings constructed with the application of grouting. *Proceedings of the XIIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Prague, Czech Republic, "Geotechnical Problems with Man-made and Man Influenced Grounds", Vol. 2: 259-264.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S. 1996. Design of shallow tunnel linings. *Proceedings of ISRM International Symposium*, Torino: 654-661.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S., Lemos, J.V., Sousa, L.R.. 2003. Designing multiple shallow tunnel linings under seismic effects. *Proceedings of International Conference on Underground Construction*, Praha: 99-103.
- Fotieva, N.N., Klimov, Yu.I., Bulychev, N.S. 1998. Design of tunnel lining constructed in grouted soil for seismic effects. *Proceedings of the Tenth Danube-European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Porec, Croatia: 333-336.
- Fotieva, N.N., Kozlov, A.N.. 1992. *Design of the parallel openings support in seismic areas*. Moscow: Nedra.
- Fotieva, N.N., Sammal, A.S., Bulychev, N.S., Lemos, J.V., Vieira, A., Sousa, L.R. 2001. Designing shallow tunnel linings under seismic effects. *Proceedings of the Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tuscon, Arizona, USA: 1087-1091.
- Fotieva, N.N., Sammal, A.S. 2005. Influence of soil grouting on the shallow tunnel linings stress-state under seismic effects. *Proceedings of the International Conference "Forum of Miners – 2005"*. Dnepropetrovsk, Ukraine. Vol. 4: 240-245.
- Fotieva, N.N., Sammal, A.S., Bulychev, N.S., Deev, P.V. 2005. Design of Shallow Tunnel Linings under Seismic Effects of Earthquakes. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering "Geotechnology in Harmony with Global Environment"*, Osaka, Japan, Vol. 3: 1607-1610.
- Guide on designing underground structures in seismic areas*. 1996. Moscow: TIMR.
- Instruction on taking seismic effects into account at the design of mine transport tunnels*. 1982. VSN 193-81.- Moscow: Mintransstroy.
- Lemos, J.V., Sousa, L.R., Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S. 2005. Multiple shallow and cut-and-cover tunnels seismic analysis. *Underground Space and Rock Mechanics. Proceedings of the 10th ACUUS International Conference "Underground Space: Economy and Environment"*, Moscow: 196-203.
- Muskhelishvili, N.I. 1966. *Some Basic Problems of Mathematical Theory of Elasticity*. Moscow: Nauka.

Tunneling under difficult conditions - waterproofing systems

S. Lemke

Sika Schweiz AG, Tunneling & Mining, Switzerland

T. Aydoğmuş

TU Bergakademie Freiberg, Technical University, Geotechnical Institute, Germany

A.T. Arslan

Dokuz Eylül University, Earthquake Research Center, Izmir, Turkey

A. Tezel

Sika Yapı Kimyasalları A.S., Istanbul, Turkey

ÖZET: Bu yayın kapsamında, tünel inşaatı sırasında uygulanan geçirimsiz püskürtme beton ile tek kaplamalı veya esnek geçirimsiz membran inşa ederek çift kaplamalı su geçirimsizlik sistemlerinin özeti sunulmaktadır. Su geçirimsiz membranlar kullanılarak inşa edilmiş olmalarına karşın çok sayıda tünel su sızdırmaktadır. Bu yayın kapsamında, % 100 geçirimsiz tünel inşa etmek için kullanılan malzeme özelliklerinin yanında, inşaat tekniklerinin detayları sunulmuştur.

ABSTRACT: The paper presents a summary of waterproofing systems for tunnel construction, using the single shell method with impermeable shotcrete or the double shell method with the installation of a flexible waterproofing membrane. Many tunnels are still leaking, although a waterproofing membrane has been installed. The objective of this publication is to present details, not only related to the materials but also to installation procedures, with the aim to obtain a 100% watertight tunnel.

1 INTRODUCTION

Tunnels are built with a life expectancy of over 100 years, which means that standards for tunnel construction must be high, in particular those involving sealing and waterproofing systems.

Tunnels which are located below the water table, should not have the lining deteriorated by the groundwater. There are a number of possible solutions, depending on the ground conditions, high or low overburden, water pressure, design concept, etc..

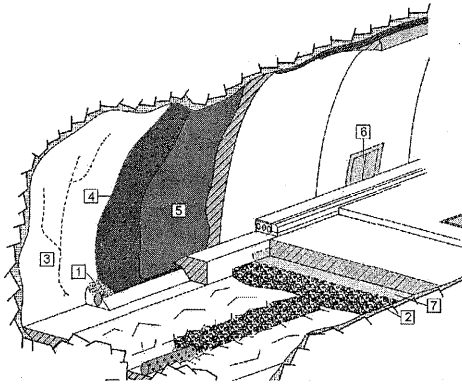
The tunnel can be built as a non-draining structure with a watertight all-round seal. After the construction is finished there is no need to divert underground water and therefore no permanent negative influence of the water level or water balance. The decision not to permanently divert the prevailing underground water into a drain system, makes it necessary for the construction and the seal, to be designed to cope with water pressure. That means in most cases a completely modified overall concept and therefore a relative increase of the construction costs. On the other hand non-drained tunnels are especially low in maintenance.

Drained tunnels carry off the groundwater, usually collected at the edges of the floor or feet of the vault, so that the tunnel shell is relieved (Fig. 1). The water that flows into the pipe, may absorb soluble components during its passage through the rock and the shotcrete. The washed out components in combination with air and the special conditions in the pipe creates the process of sintering and in the worst case clog the pipe completely. Subsequently the pressure on the tunnel wall increases so that there is a possibility of serious damage. It is evident that the drainage must function perfectly otherwise its serviceability as well as the safety of the tunnel is placed in question. Regular high pressure flushing to remove calcium deposits is required and increases the costs of maintenance. A damaged drain system at the tunnel invert is not at all easy to repair. High costs and traffic obstructions are the case (Baumann, 2003).

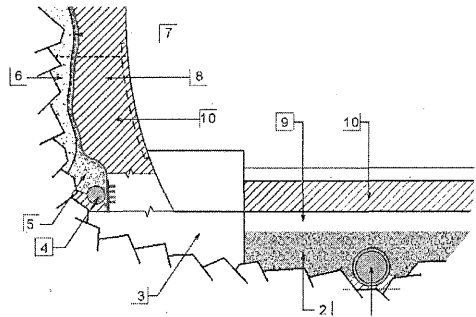
The waterproofing system in a tunnel is composed of a combination of many factors. The characteristics of the membranes are very important but they cannot be considered separately from other aspects (Bachelli, 2000). Therefore, the waterproofing concept of a tunnel construction contains on the one hand the aspect of membrane

and its application incl. welding/fixing technology, geotextile, drainage layer, protection layer, discs, water barriers, etc. and on the other hand the preparation of the excavation support/substrate by regulating the shotcrete (grain size, roughness,

smoothness and regularity), the concrete/scaffold/injection technology (support of membrane against the water pressure, smooth surface of the inner concrete shell) and last but not least the quality assurance concept.



- 1) Drainage pipe, drainage layer with coarse aggregate
- 2) Invert drainage
- 3) FlexoDrain for pre-liminary waterproofing
- 4) Drainage mat for draining and evening out
- 5) Sikaplan® waterproofing membranes
- 6) Manholes for inspection and cleaning



- 1) Site drainage / In
- 2) Gravel 30/50
- 3) Foundation
- 4) Mountain water drainage
- 5) Gravel 30/50
- 6) Rock support
- 7) Drainage mat and Sikaplan® waterproofing membrane
- 8) Inner concrete
- 9) Building runway
- 10) Manholes for inspection

Figure 1. Umbrella system (a+b)

2 SHOTCRETE

Looking back to the history of tunnelling the importance of shotcrete as a key issue to improve tunnelling technology can easily be understood. Shotcrete has become an essential component of modern tunnelling with more and more importance for the advance rate of a tunnel project. The development of sprayed concrete technology was based on experience, usually gained by trial and error: In modern tunnelling there is much less tolerance for error. This increases the need of accurate data, as a basis for design criteria and construction decisions, on which the science of tunnelling is built. Sprayed concrete replaced wooden timber support and originally was used as a temporary support.

2.1 Single shell tunnel lining

With the development of new accelerators it is possible, under special conditions and designs, e.g. Vereina tunnel (single shell, Swiss Alps) - to change with modern sprayed concrete technology to permanent support, using the single shell tunnelling method with one single shotcrete lining including a permanent rock bolt and drainage system. The

applied permanent shotcrete had to be impermeable against ingress of aggressive water, which could only be guaranteed by the installation of a proper drainage system.

To ensure the impermeability of the lining, the remaining face plates of rock bolts may be cut away and the rock bolting has to be grouted in the 1st layer of shotcrete. It is also recommended to install a waterproof layer on the 1st layer of 2-3 cm thickness. This flexible membrane is able to cover cracks up to 4 mm at a temperature of 20°C. The limits of the single-shell lining are probably reached when tunnels are driven under water flows, far below groundwater level, conditions with water corrosive to concrete and geological conditions causing large bending moments in the lining (Pöttler & Klapperich, 1999).

2.2 Double shell tunnel lining

To support the excavated space and if necessary also the tunnel phase during the excavation of a new tunnel, shotcrete has been used. In case of a double shell tunnel lining, incorporating a geomembrane, the final shotcrete layer shall be sprayed in such a way that no re-profiling with additional shotcrete is

necessary, so as to be able to properly fix the textile fleece and the membrane. Arch ribs, wire mesh, lattice girder and shotcrete may be used for primary support. All initial shotcrete surfaces are prepared so as to achieve the smoothness and regularity required to preserve the membrane integrity. Additional shotcrete has to be used where required to smooth surface irregularities and meet the criteria below.

Shotcrete surfaces must satisfy the following criteria to be acceptable for membrane installation:

- $B_A : B_T = 10 : 1$ (Fig. 2).
- Small-scale irregularities shall have a radius greater than 300 mm.
- The grain size of the shotcrete should be a max. of 8 mm.

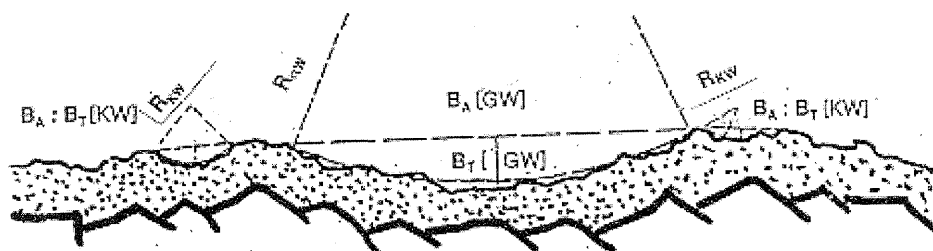


Figure 2. Shotcrete criteria

3 CONCEPT OF TUNNEL SEALING

In the following, the sealing and tunnel drainage concepts commonly used in tunnelling are described.

3.1 No permanent drainage (full-round seal in a tunnel with water under pressure)

Permanent drainage is not necessary in a tunnel built to withstand water under pressure. High water pressure is feasible although in such cases, the sealing and the support strength requirements posed on the lining rise considerably (Chabot, 2002). In undrained tunnels under water pressure which are stabilised via the shotcrete method, membranes are installed between shotcrete and inner concrete. Depending on the water pressure as well as the state of the water and the soil the follow systems are chosen:

- A one-layer membrane seal all-round the tunnel,
- A one-layer membrane seal all-round the tunnel combined with a watertight inner concrete lining or
- A double-layer membrane seal all-round the tunnel.

In some cases of shield driven tunnels a one-layer membrane is installed between the pre-cast-

Regarding the contamination of the ground water and calcium deposits of the drainage system, and to avoid dangerous injuries, resulting from improper handling of alkaline setting accelerators, only alkali-free accelerators are permitted with the approval of the local authority. The sodium oxide-equivalent (Na_2O) of alkali-free accelerators shall be $<1\text{w}\%$.

The addition of the accelerator shall be minimised to the minimum required need, and shall not be higher than the authorised maximum dosage according to local approval. For this purpose the dosage control has to be supervised and recorded continuously.

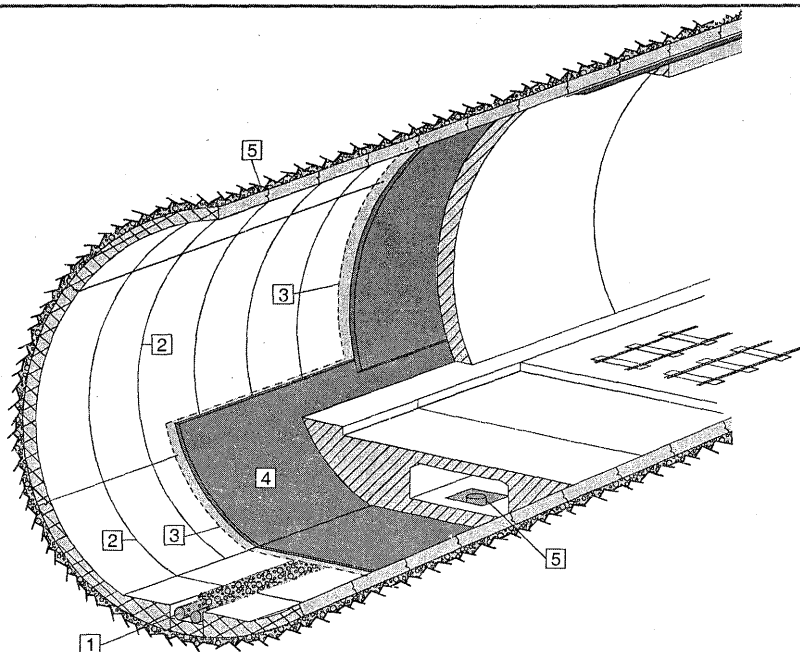
concrete-segments and the inner concrete liner as an all-round sealing (Fig. 3).

3.1.1 Temporary drainage

The tunnel should have a temporary drainage below the invert, which will still be in function when waterproofing and lining are installed to keep the working area dry. Pump sumps are set at intervals of approx. 100 m to allow pumping during construction and backfilling of the drainage at a later stage. The sumps penetrate the invert waterproofing membrane and are made watertight with it via a loose flange.

3.1.2 Thickness of geomembrane

If a tunnel is constructed with full waterproofing; both invert and vault receive a waterproofing membrane. To have a better resistance against local mechanical damage and therefore to increase the assurance, most standards in Europe recommend a 3.0 mm thick plastic sealing membrane in case of water pressure, and 2 mm thick membrane in case of seepage water. The waterproofing membrane is also provided with a signal layer, i.e. a thin sheeting of different and reflective color, bonded to one side, to facilitate the detection of damage to the membrane either before or after installation.



1. Drainage pipe, coarse aggregate
2. Tubbing ring gap and tubbing joint (hollow space for drainage)
3. Protective fleece mats as evening out layer
4. Sikaplan® Polymer waterproofing membrane Protective membrane in the invert and shuttering zone
5. Manholes for inspection and cleaning

Figure 3. All-round-seal

3.1.3 Protection membrane

In the invert the membrane is overlain by a protective 3.0 mm thick membrane, welded at points against the waterproofing membrane. It protects the waterproofing membrane against damage by consequent works.

3.1.4 Water stop / water barrier

In each cast concrete block a radial water stop or water barrier (600 mm wide, with 6 ribs, fitted with injection hoses) is installed onto the membrane in order to limit any possible incoming water to a compartment of one block preventing leakages over many metres in the event of a localised leak. This water stop is welded watertight against the underlying membrane. The material of the water stop must be compatible with the membrane, in terms of the designed service lifetime and welding parameters. Important for the function of the water stop is a complete integration of the ribs inside the concrete matrix (special focus on top of the arch). Water circulation must be prevented. As this is often only partially achieved, water stops that can be injected are installed, which enable the cavities at

the water stop webs to be grouted after the concrete is placed (Fig.4). This is the sole means to ensure that the water stops possess the required tightness and in turn achieve block-by block segmentation of the waterproofing (Komma, 2001).

To protect the "thin" membrane against the bulkhead of the formwork, the position of the water stop should coincide with the concrete lining block joints, which effects in combination with a

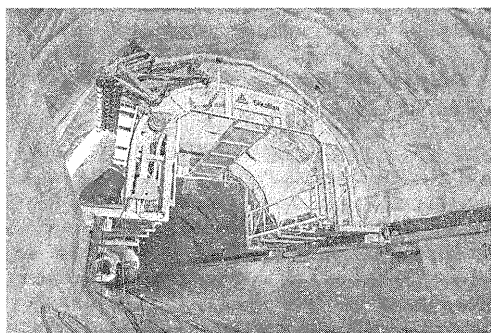


Figure 4. Velcro fastener system

watertight inner concrete structure an "additional" sealing system.

3.1.5 Integrated injection

Integrated injection flanges are available prophylactically for possible repair work. In this connection, precautions were systematically taken in advance to be able to grout the contact joint between the plastic- sealing membrane and the tunnel inner concrete in the event of a localized leak in the sealing skin.

3.2 Partial drainage (partial stress relief)

Partial drainage is applied should the underground water dam up so that it can no flow without pressure, e.g. in case of (Chabot, 2002), in such cases as below:

- Pressure-retentive tunnels with water pressure restriction.
- The underground water of a particular tunnel is displaced and relieved as from a certain, defined water pressure. By restricting the water pressure, the extraction of water can be substantially reduced depending on the geology and hydrology in comparison drainage under no pressure.
- Drained tunnel, which is slightly subjected to pressure locally on account of the fact that the flow of underground water is obstructed. In a tunnel design with a drainage system, water can dam up locally resulting in what is usually low water pressures should there be a lack of drainage installations in the primary or secondary drainage system or should these be inadequate, blocked or clogged with deposits. The situation is laid in the wrong position so that underground water can only reach the vault drainage line if water pressure builds up. The same applies if the pipe inlet openings are inadequately dimensioned or the sealing underlay is unable to function properly.

3.3 Drained tunnel (pressure less water drainage)

In the event of extremely high overburden and correspondingly high underground water pressure, possibly only a drained tunnel can comply with the static requirements for both economic and practical reasons. This also essentially applies in the case of smaller overburdens with slight to very slight underground water incidence. Grouting can reduce any water inflow during tunnel heading. Permanent underground water removal under no pressure must be assured throughout the tunnel's entire service life for both the primary and secondary drainage elements. Should it be possible to comply with this strict demand then the tunnel roof does not essentially need to be dimensioned for water

pressure. If need be, the floor can be flat. Should it not be possible to guarantee this requirement in the long term then a local build-up of pressure under the floor or in the abutment zone is likely.

New methods come up e.g. the Valplast-drainage system including gravel-package as a permanent, full surface drainage system or e.g. the use of plastic profiles in combination with gravel (Fig. 5) at the edges of the floor, so that there is no need for a cement bond, which results a further reduction of the risk of blocked or clogged drainage pipes (Kirschke, 2001).

3.4 Mixed systems

Longer tunnel structures can pass through "extensive" dry as well as water-bearing zones. The change-over between pressure-retentive and drained sections have to be carefully planned and executed to avoid seepages.

3.5 Specification of geomembrane

During the last decade, different waterproofing materials have been studied and tested in tunnel applications, mainly in Switzerland and Germany. The materials are based on polyolephines compounds (PE and PP) or polyvinylchloride (PVC-P). A comprehensive evaluation procedure for two long tunnels through the Swiss Alps was performed based on requirements established by AlpTransit Gotthard AG and BLS AlpTransit AG. Special influences such as high geothermal head, high pressure of rock mass, and high expectations for the service life-time (>100 years) have to be considered. Polymeric products combined to waterproofing systems were tested in a 24 month program. Existing test methods were complemented, e.g. by aging at elevated temperatures and oxygen-enriched water, respectively, compression creep tests, behaviour under combined lateral compression and horizontal shear, and installation tests (Flüeler et al., 2003). Both kinds of materials (PVC-P and polyolephines compounds) fulfil the set requirements.

In tunnels the problem has mainly involved the stiffness of the material and the difficulties of hand welding, particularly in wet and uncomfortable conditions or in niches, cross sections, welding of water stops, welding of patches, etc.

Arguably, the most important aspect of the waterproofing operation is the welding of the membranes, which has to be carried out very carefully to maintain the continuity of the waterproofing system. Any failure in the welding will cause leakage in the tunnel, with fatal results if water under pressure is present.



Figure 5. Plastic profile in combination with gravel

3.5.1 Fixing of membrane

Fixing discs (roundels) are installed on the shotcrete surface to provide adequate support and a close fit over the entire shotcrete surface. The waterproofing membrane is laid with the signal layer inside the tunnel and with sufficient slack to prevent overstressing during concreting.

New fixing methods such as the velcro fastener system (Fig. 4), the hot-melt system, the hot-air system, etc., allow among other things combination with automatic installation scaffolds to install membranes with a width of approx. 4 m and therefore to reduce the welding seams resulting in a higher quality (Haack, 2005).

3.5.2 Geotextile

Because membranes are sensitive to local mechanical damage, a geotextile layer is installed between substrate and membrane to protect the membrane seal. Another function of the geotextile is to create a sliding surface against the membrane to avoid tension/stresses inside the membrane or to allow movements of the concrete structure caused by temperature, settlement, dynamic loads, etc. and therefore to avoid fine cracks inside the concrete shell.

In the past unsuitable protection layers and problems at points of intersection with the concrete structure cause deficiencies which have to be repaired at great expense. Such deficiencies have to be avoided in the future (Brummermann et al., 1999).

The geotextile have to protect the membrane during construction and operation of the tunnel. Especially the following aspects have to be considered laying down requirements on geotextile protection layers:

- The geotextiles have to be robust enough and the fixing agents have to be suitable and arranged in such a way that the geotextile is not stretched, becoming locally thinner during the installation or due to concreting of the inner concrete shell.
- The geotextile does not have any drainage function. Therefore no requirements on the in-plane low capacity are necessary.
- The geotextile has to be sufficiently acid and alkali resistant.
- The geotextile has to maintain the properties necessary for correct functioning during the whole operation time of the tunnel, resisting the stress under existing environmental conditions.
- The geotextile has to be fulfil the requirements of fire behaviour

In the past geotextile with a mass per unit area of 500 g/m² were often installed. The new recommendation is to install a non-woven polypropylene geotextile of one hundred percent synthetic materials with a mass per unit area of 500 g/m² - 1000 g/m², depending on the substrate. On the other hand the compressibility and consequently the gap between membrane and shotcrete should be as small as possible.

3.5.3 Concrete

For permanent support, most of the tunnels will be lined with reinforced cast-in-place concrete. The installation of the inner lining is being done in two stages, invert concreting and vault concreting; both with regular block lengths of 10.0 - 12.0 m. The nominal thickness of the vault concrete is 35 to 60 cm and the nominal thickness of the invert concrete is 45 to 65 cm, depending on the geological conditions, water table and overburden.

Soil deformation and water pressure act from the outer side to the inner side. The status of the inner concrete shell is very important for these stresses. For some years now, non-destructive control tests of the inner concrete shell thickness have been available as the impact-echo method or similar. Mainly in the roof and in the block joint area, faulty inner concrete areas have often been detected. The outer surface or the inner concrete shell is not as even as assumed in the past. Significant stress to the membrane can be caused by vault concrete, especially if the reinforcing is exposed.

To prevent faulty inner concrete areas, subsequent grouting of the roof gap is carried out, after completion of the inner concrete lining, using a

horizontal injection hose (19 mm Ø, for cement suspension), which is previously attached to the plastic sealing membrane.

4 CONCLUSION

Nowadays more tunnels are more and more built in very difficult geological areas, such as difficult rock conditions or zones with high water pressure. In such areas tunnels are extremely difficult to build. The quality is the combination of properties and features of a product that relate to its suitability and the fulfilment of the requirements envisaged. It is the supreme objective to assure such properties at the first go, i.e. without corrections, just in accordance with the slogan: *Do it right first time!*

REFERENCES

- Bacchelli (2000): Best material for lining tunnels. In: *Tunnels & Tunnelling International*, May 2000, pp. 46-48.
- Baumann (2003): Drainage Pipes in Tunnelling. In: *Tunnel* 5/2003, pp. 38-41.
- Brummermann; Schlütter; Arth; Lemke; Saathoff (2005): Neue Empfehlungen EAG-EDT der DGGT für Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen im Tunnelbau. In: *Geotechnik* 28 (2005) Nr. 1, pp. 43-49.
- Brummermann; Schlütter; Beyer (1999): Topical Developments to improve geotextile protection layers for geomembrane sealing in tunnel construction. In: *6. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik"*, Sonderheft 1999.
- Chabot (2002): Draining underground Tunnels. In: *Tunnel* 2/2002, pp. 18-24.
- Flüeler; Farshad; Löwe; Kramer; Böhni; Zwicky (2003): New evaluation procedure of the waterproofing systems for the Swiss Alpine base tunnels. In: (Re) *Claiming the Underground Space*, Saveur (ed.), 2003, Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 441-447.
- Haack (2005): Further Developments in Sealing Tunnels constructed by Mining Means, In: *Tunnel* 3/2005, pp. 16-22.
- Kirschke (2001): Fortschritte und Fehlentwicklungen bei der Tunnelentwässerung. In: *Geotechnik* 24, Nr. 1, pp.42-50.
- Klapperich (1991): Modifizierter Spritzbeton im Tunnel- und Stollenbau- neue Entwicklungen. In: *Taschenbuch für Tunnelbau 1991*, Verlag Glückauf GmbH, Essen, 1990, pp. 207-236.
- Komma (2001): Recognitions from the new Cologne-Rhine/Main Rail Rout. In: *Tunnel* 8/2001, pp. 57-59.
- Pöttler & Klapperich (1999): Single-shelled Shotcrete Lining Aspects and Application in Central Europe. In: Celestino, T.B., Parker, H.W. (Ed.): *Shotcrete for Underground Support VIII*, Proceedings 8. International Conference, 11.-15.04.1999, Sao Paulo, Brasilien, ASCE, 2001, ISBN 0-7844-0541-7, pp.174-192.
- Reichensperner & Sacher (2004): Drainage System for the Eichelberg Tunnel. In: *Tunnel* 7/2004, pp.44-52.

Stress changes around tunnel under the strip foundation

J. Trckova

Institute of Rock Structures and Mechanics Academy of Sciences of the Czech Republic, Prague

P.P. Prochazka

Department of Structural Mechanics, Czech Technical University, Prague, Czech Republic

ABSTRACT: Coupled modeling (scale and numerical models) has become a very powerful tool for assessment of tunnel structures in various applications. In this paper study of utility tunnel behavior in rock mass surrounding the tunnels is presented. The utility tunnels are considered in urban area, so that a strip of uniformly distributed load is assumed above the tunnels. Using the trick of Desai's DSC (distinct state concept) and its development utilizing approach described in Transformation field analysis leads us to new procedure, which can be used in the coupled modeling, and although strongly nonlinear problems are solved, it tends to a solution of linear algebraic equations. The experimental models are prepared in stands (glassed basins), which are prepared for scale modeling. Physically equivalent materials are used for preparing the tests. For various thicknesses of tunnel lining and given material of the rock results are presented and numerical model is improved.

1 INTRODUCTION

Underground utility tunnels and other technological and specific tunnels constructed in small depths under the surface occur often under building foundations especially in an urban area. These tunnels and foundations of the ground structures can interact mutually and influence their stability and cause adverse reaction. Redistribution of the stress around the tunnel depends not only on properties of environmental soils, and tunnel size and location, but also on tunnel lining stiffness (Jao & Wang 2000). This study focuses on coupled modeling of this problem. On experimental and numerical models distribution of stress around horizontally located circular tunnel with diameter about 1.6 m under the strip footings in dependence on the lining stiffness was carried out. First, experiments were performed on a scale of 1:20 in modeling stand. The analysis was focused on determining stress distributions due to construction of strip footing above existing lined tunnel. Four models were constructed, one without the tunnel and three other with tunnel lined by lining of various thicknesses. The presence of the tunnel caused stress redistribution in dependence of stiffness of the tunnel lining.

On the basis of experiment results, internal parameters for numerical models were determined. In numerical models Desai's Distinct State Concept

(Desai 1994) was combined with Transformation Field Analysis (Dvorak 1992, Dvorak & Prochazka 1996). The procedure may be considered as a special case of inverse analysis. The results will be used as the arguments for increasing the bearing capacity of the structure and economic optimization.

The neighborhood of the tunnel face is discretized into finite elements. Similar approach was applied using distinct element method (Prochazka 2004). The distinct hexagons are connected by fictitious springs simulating clay holding stick or causing disconnections between the elements. Because those discrete models can describe the real situation realistic, they are worked out in more details in (Prochazka & Trckova 2001).

Models are considered for application to plasticity, viscoelasticity and damage in soil/rock material. Model by Kachanov (1992) is mostly used. The method proposes a continuation and development of Desai's DSC which has formerly been used for saturated soils and then extended to solid materials. The extension by Desai consisted in inclusion of skeleton into the consideration and solution of such problems, which were coupled (mutual interaction of water and skeleton was studied). Prochazka and Trckova (2000) introduced previously piecewise uniform eigenstrains in each material phase and précised the properties of the

phases. Standard applications of the method to a two-phases rock material (stone, clay) are considered in this study, it means only one sub-volume per phase is considered. A typical application of coupled modeling (experimental and numerical) to special case of patterns was published in Trckova & Prochazka (2001).

2 EXPERIMENTAL MODEL TESTS

Physical models, i.e. models from physically equivalent materials, which for given scale fulfill conditions of physical similarity with the surrounding rock and the lining, adopt two sorts of deformation and failure: intergranular between structural units, and intragranular inside these units. In physical models initial and boundary conditions can be described more reliable and more precise in comparison with mathematical abstract models. Necessary and sufficient conditions of similarity with reality are equality of dimensionless arguments derived from the initial and boundary conditions (Kožešník 1983; Stilberg et al. 1979). Under dimensionless arguments one understands a group of physical quantities principally influencing modeled processes. Experimental modeling is restricted by results, which are valid only in the frame of tested conditions and it is impossible to generalize them. Also model materials only partially fall in with the structure of rock mass in the neighborhood of the tunnel.

3 NUMERICAL MODELING

There are main different methods and tools that can be used to deliver the macroscopic constitutive response of heterogeneous materials from a local description of the microstructure behavior. Here we are concerned with non-linear behavior in inelasticity of constituents or with the initiation and growth of damage.

The scope of the present paper is the development of constitutive equations for inelasticity and damage of heterogeneous materials that benefit from some specificities of a special boundary element method. On one hand side, we need to obtain better approximations of the local stress and strain fields than in the standard approaches based on experience, especially when considering damage and failure conditions. We tend to simplify sufficiently the numerical techniques of overall homogenization in order to obtain a treatable system of equations that could recover the status of a constitutive equation.

In this contribution we are going to present the fundamental ideas of a numerical procedure leading to overall plastic and damage behavior of rock matrix in a rock – tunnel lining aggregate. Based on the

numerical models and mechanical laws it is possible to obtain the strain and stress from results of experimental scale models.

Very important property of the above procedure is the non-linearity of the problem, which, when using some smart algorithm, can be solved by very powerful iterative process.

3.1 Formulation of TFA

In this section, our aim is to formulate the general procedure for the TFA. This may be done in terms of many modern numerical methods. First, let us consider that the body (part of a structure, element, system of more elements, composite) behaves linearly; i.e. Hooke's linear law is valid in entire body (this assumption admits among others an application of the BEM). When the problem is correctly posed, the displacement vector, strain and stress tensors can be obtained from the Navier equations, kinematical equations, and the linear Hooke's law.

In the second step we select points, where the measured values are available, either from experiments in laboratory, or from "in situ" measurements. We also select points, or regions (subdomains) from the body under study, and apply there successively unit eigenparameter impulses (either eigenstresses or eigenstrains) to get an influence tensor (matrix). In order to precise this statement, denote A_i , $i = 1, \dots, n$, either the points or regions where the eigenparameters will be applied. Let, moreover, the set of points where the measured values are known be B_j , $j = 1, \dots, m$. Then the real stress at B_j is a linear hull of stress σ^{ext} at B_j due to external loading and eigenstrains μ and ϵ^{pl} , or eigenstress λ and relaxation stress σ^{rel} at A_i (similar relations are valid for overall strain field ϵ):

$$\begin{aligned}\sigma &= \sigma^{\text{ext}} + P^\sigma \mu + Q^\sigma \epsilon^{\text{pl}}, \quad \text{or} \\ \sigma &= \sigma^{\text{ext}} + R^\sigma \lambda + T^\sigma \sigma^{\text{rel}},\end{aligned}\tag{1}$$

$$\begin{aligned}\epsilon &= \epsilon^{\text{ext}} + P^\epsilon \mu + Q^\epsilon \epsilon^{\text{pl}}, \quad \text{or} \\ \epsilon &= \epsilon^{\text{ext}} + R^\epsilon \lambda + T^\epsilon \sigma^{\text{rel}},\end{aligned}\tag{2}$$

or in differential (incremental) form:

$$\begin{aligned}d\sigma &= d\sigma^{\text{ext}} + P^\sigma d\mu + Q^\sigma d\epsilon^{\text{pl}}, \quad \text{or} \\ d\sigma &= d\sigma^{\text{ext}} + R^\sigma d\lambda + T^\sigma d\sigma^{\text{rel}},\end{aligned}\tag{3}$$

$$\begin{aligned}d\epsilon &= d\epsilon^{\text{ext}} + P^\epsilon d\mu + Q^\epsilon d\epsilon^{\text{pl}}, \quad \text{or} \\ d\epsilon &= d\epsilon^{\text{ext}} + R^\epsilon d\lambda + T^\epsilon d\sigma^{\text{rel}},\end{aligned}\tag{4}$$

where the influence tensors P , Q , and R and T may be identical (in the case of the TFA they must be identical, as they describe generalized linear Hooke's law, and $\mu = \epsilon^{pl}$, $\lambda = \sigma^{rel}$), as any eigenparameter may stand for the plastic or relaxation parameter (say, eigenstrain may stand for plastic strain, which is obvious from (1)). The dimensions of σ , σ^{ext} , μ , ϵ^{pl} , λ , and σ^{rel} are $m \times 6$ (because of symmetric stress and strain tensors) and the dimensions of P and Q are $m \times 6 \times n$. In the classical TFA the values of μ , or ϵ^{pl} are calculated from minimization of variance of computed and measured stresses. It holds: $\lambda = -C\mu$.

The first relations in (1) and (3) describe the initial strain method while the second relations in those equations formulate the initial stress method. The eigenparameters may generally stand for plenty of phenomena like change of temperature, swelling, watering, etc. This is why we could split the eigenparameters in (1) into two parts: eigenparameters themselves and the quantities connected with physically nonlinear behavior of the material.

3.2 Disturbed State Concept (DSC)

The idea of this theory was originally proposed by Desai, and the theory characterized behavior of over-consolidated clays. Since then, Desai and coworkers have developed and successfully applied this concept to other materials (Desai 1994).

The DSC is a unified modeling theory for mechanical behavior of material and interfaces. It allows incorporation of the internal changes on interfacial boundaries of phases (both micro- and macrolevel) and the resulting mechanism in a deforming material into the constitutive description. Initially, the material under external loading is in relative intact state (IS). Using such theories as elasticity, plasticity and viscoplasticity may theoretically treat the intact state, i.e. no cracking is considered in this state. After increasing the external loading, the material transforms from the IS state to the fully adjusted state (FA) or critical state, which is an asymptotic state, the material at that may no longer carry certain or all stresses. For example, microcracking and subsequent softening are such disturbances.

Desai uses a scalar disturbance function D , having different expressions depending of mechanical properties in the model under consideration. The equilibrium equation for a material element in terms of stresses is derived as:

$$D_u dS_{ij} = (D_u - D) d\sigma_{ij}^S + D d\sigma_{ij}^{FA}, \quad (5)$$

where S_{ij} stands for average (observed) response, D_u is max D and is in most cases equal to one. Using the incremental method, the differentiation of the last relation yields:

$$D_u dS_{ij} = (D_u - D) d\sigma_{ij}^S + D d\sigma_{ij}^{FA} + dD (\sigma_{ij}^{FA} - \sigma_{ij}^S) \quad (6)$$

The first term of the right hand side of the last equation expresses continuum constitutive law for elastic-plastic (visco-plastic) behavior, the second term obeys the classical Kachanov damage formulation (Kachanov 1992), and the third term in (6) indicates different stresses in the two parts.

The incremental constitutive equations for the IS part and the FA part are expressed as:

$$d\sigma_{ij}^S = C_{ijkl}^S d\epsilon_{kl}^S, \quad d\sigma_{ij}^{FA} = C_{ijkl}^{FA} d\epsilon_{kl}^{FA}, \quad (7)$$

where C_{ijkl}^S are in our case the components of von Mises-Huber-Hencky constitutive tensor IS part, furthermore C_{ijkl}^{FA} are the components of damage constitutive tensor for FA part, superscripts IS and FA indicate the phases. For more details concerning the DSC see Desai's publications cited in References.

For Hooke's law with Mises condition involving eigenstrain it holds in incremental form:

$$\epsilon_{ij}(du) = A_{ijkl} d\sigma_{kl} + d(\epsilon_{ij})^{pl} + \mu_{ij}, \quad (8)$$

where (Duvant and Lions 1972):

$$(\epsilon_{kl})^{pl} = 0 \quad \text{for } F(\sigma) < 0 \quad \text{and}$$

$$(\epsilon_{kl})^{pl} = 1/(2Gs)/(s - k)(\sigma_{ij})^D \quad \text{for } F(\sigma) > 0,$$

$$2s^2 = (\sigma_{ij})^D (\sigma_{ij})^D,$$

and $(\sigma_{ij})^D$ are components of deviatoric part of the stress tensor, $F(\sigma)$ is the function of plasticity, which is defined for Mises model as:

$$F(\sigma_{ij}) = 1/2 (\sigma_{ij})^D (\sigma_{ij})^D - k^2.$$

In the last formulas G is the shear modulus, k is a material positive constant.

Using the dual transformation formulated by Duvant and Lions, we arrive at the following variational principle:

$$\int_{\Omega} \left[\frac{1}{2} \kappa (\text{div} \mathbf{u})^2 + \Phi(\epsilon^D \mathbf{u}) \right] dx - \int_{\Omega} f_i u_i dx - \int_{\Gamma_p} p_i u_i dx \Rightarrow \min, \quad (9)$$

where

$$\Phi(\epsilon^D) = G(\epsilon_{ij})^D (\epsilon_{ij})^D \quad \text{for } 2G^2(\epsilon_{ij})^D (\epsilon_{ij})^D < k^2,$$

$$\Phi(\epsilon^D) = k ((2(\epsilon_{ij})^D (\epsilon_{ij})^D)^{1/2} - k/2G)$$

$$\text{for } 2G^2(\epsilon_{ij})^D (\epsilon_{ij})^D > k^2,$$

Ω is the domain with a boundary Γ , Γ_p is the part of Γ where the tractions are prescribed, f is the function of volume weight, p are tractions, $(\epsilon_{ij})^D = (\sigma_{ij})^D / 2G$ are components of the strain deviatoric tensor and κ is the bulk modulus. The minimum of the functional is sought for such displacements u , which fulfill the geometric boundary conditions.

In order to make more transferable the TFA and the improved concept using Desai idea, a uniaxial stress-strain distribution is depicted in Figure 1. One can observe that first the elastic problem is solved, where even not too precise values of material properties are required. From the second picture in Figure 1 it is seen that nonlinear material behavior is estimated and the relaxation stresses improve the constitutive law in accordance with measurement.

3.3 TFA & DSC concept

Recall first the TFA involving the DSC. The transformation field analysis consists of expressing the stress σ at an arbitrary point ξ of the domain by virtue of superposition of stress $\sigma^{\text{ext}}(\xi)$ at ξ due to external loading which is applied to a plastic, viscoplastic, or other materials, and a linear hull of, say, the eigenstresses λ_1 and plastic strains ϵ^p at other points x . Since we assume that at each point six values of stress, plastic stress, and eigenstress tensors are prescribed, the relation stresses σ^k at the points B_k , $k = 1, \dots, m$, and the eigenstresses and plastic stresses λ_1^l , $l = 1, \dots, n$ and $(\sigma^p)^l$, $l = 1, \dots, m$ at A_l becomes (to simplify the expressions the vector notation for stress and strain tensors is used), cf. (1):

$$\sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^m (T^{\sigma_{ij}})^{kl}, (\sigma^{\text{rel}})^l, \quad i = 1, \dots, 6, \quad k = 1, \dots, m, \quad (10)$$

$$(\sigma_i)^k = (\sigma^{\text{ext}})^k + \sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^m (R^{\sigma_{ij}})^{kl} (\lambda_j)^l +$$

or

$$(\sigma_i)^k = (S^{\sigma_i})^k + \sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^n (R^{\sigma_{ij}})^{kl} (\lambda_j)^l, \quad i = 1, \dots, 6, \quad k = 1, \dots, m, \quad (11)$$

where $(S^{\sigma_i})^k$ express the current state of the overall stresses involving nonlinear changes in the material.

Note that similar relations can be written for displacements:

$$(u_i)^k = (u^{\text{ext}})^k + \sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^m (R^u_{ij})^{kl} (\lambda_j)^l + \sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^m (T^u_{ij})^{kl}, (\sigma^{\text{rel}})^l, \quad i = 1, \dots, 6, \quad k = 1, \dots, m, \quad (12)$$

or

$$(u_i)^k = (S^u_i)^k + \sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^n (R^u_{ij})^{kl} (\lambda_j)^l, \quad i = 1, \dots, 6, \quad k = 1, \dots, m. \quad (13)$$

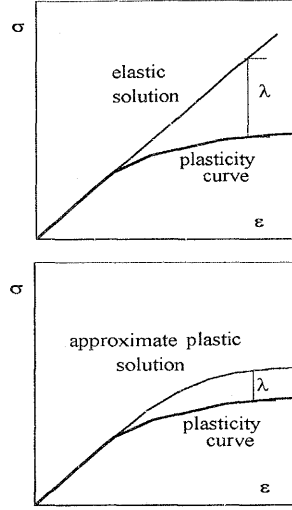


Figure 1. TFA model and unified DSC & TFA model

On the other hand measured stresses $(\sigma_i^{\text{meas}})^k$, or measured displacements $(u_i^{\text{meas}})^k$ are available in a discrete set of points. A natural requirement is that the values of measured and computed values be as close as possible. This leads us to the optimization of an "error functional"

$$I[(\lambda_j)^l] = \sum_{i=1}^6 \sum_{k=1}^m [(\sigma_i)^k - (\sigma_i^{\text{meas}})^k]^2 \rightarrow \text{minimum} \quad (14)$$

or

$$I[(\lambda_j)^l] = \sum_{i=1}^6 \sum_{k=1}^m [(u_i)^k - (u_i^{\text{meas}})^k]^2 \rightarrow \text{minimum} \quad (15)$$

Differentiating I by $(\lambda_\alpha)^\beta$ yields a linear system of equations for $(\lambda_j)^l$:

$$\sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^n (A_{\alpha j})^{\beta l} (\lambda_j)^l = Y_\alpha^\beta, \quad \alpha = 1, \dots, 6, \quad \beta = 1, \dots, m, \quad (16)$$

where

$$(A_{\alpha j})^{\beta l} = \sum_{i=1}^6 \sum_{k=1}^m (R_{ij})^{kl} (R_{i\alpha})^{k\beta},$$

$$Y_\alpha^\beta = - \sum_{i=1}^6 \sum_{k=1}^m (S_i)^k - (u_i^{\text{meas}})^k + \sum_{j=1}^6 \sum_{l=1}^m (R_{ij})^{kl} (\lambda_j)^l (R_{i\alpha})^{k\beta}$$

In order to get $d(\sigma_i)^k$ in (3), one needs to calculate $d(\lambda_i)^l$. This is the difference between $(\lambda_i)^l$ from (16) and the same quantities from the previous step of incremental method.

The procedure deserves a closer attention. In the first step the influence matrices are created, as described in the above explanation (Sect. on formulation of the TFA). The distribution of the disturb function D is determined mostly from laboratory tests. The incremental method is recommended when applying the DSC & TFA.

Let us start with some load of the trial body.

At the beginning the FA state will be most probably not reached. The Intact State follows the von Mises-Huber-Hencky law. When increasing the load, the DSC has to involve both IS and FA states into the computation. Then, the stresses are split into IS and FA parts. Increments of both these parts can be done from the DSC and the total stress for both parts is given by adding the increments to the previous steps. The same is valid for the total current stress; see (11).

Since the relations (16) are linear, substitutions of $(S_i)^k$ and $(\lambda_i)^k$ does not change the linearity. Then applying the minimum condition for the additional eigenstresses, the improvement of current stresses or error for the DSC is obtained.

The above-described procedure can be created for measured displacements in a similar way. The displacements have to substitute overall stresses and the "error functional" has to be employed. This is not in the full compliance with classical Transformation field analysis, but it follows from mechanical point of view.

3.4 Classical damage continuum model

In the previous section, λ_1 was used to express "error function", improving the choice of plasticity model. The function λ_2 will express the influence of the damage.

In the continuum damage model it is assumed that the damaged parts can carry no stress at all, and they act as voids. In other words, the observed response derives essentially from the undamaged parts; their stress-strain-strength behavior is degraded because of the existence of the damaged parts. For example, the damage parameter, ω , is defined as

$$\omega = 1 - \frac{V^v}{V} \quad (17)$$

where V^v is the volume of the damaged parts and V is the total volume of the material element. Then,

$\omega = D$ represents the special case and appears in λ_2 as an argument.

In the sense of the Unified TFA & DSC model the equilibrium for $d\sigma$ can be written as

$$\sigma = \sigma^{IS} - \lambda_2(\omega),$$

The representation of the function of $\lambda_2(\omega)$ can be found in (Kachanov 1992), for example.

4 EXPERIMENTAL

To obtain input data for numerical solving the scale physical models were constructed on a scale of 1 : 20 in modelling stand of dimensions 500 x 500 x 570 mm³ (width x length x height) with reinforcement of its sides by steel frame (Fig.1). A tunnel of cylindrical shape with equivalent to tunnel concrete lining was modelled. The tunnel had inner diameter 80 mm and length of 173 mm. The horizontal axis of the tunnel was positioned at 75 mm above the stand bottom symmetrically with respect to the sidewalls of the stand.

The tunnels were stiffened by an equivalent of the real lining with different strength, and prepared from hardened paper with the thickness of 0.2, 1.6, and 3.4 mm. The deformation characteristics of the equivalents of the linings are depicted in Figure 2.

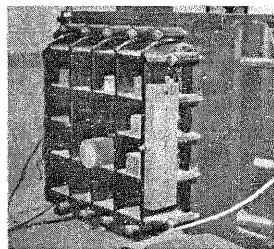


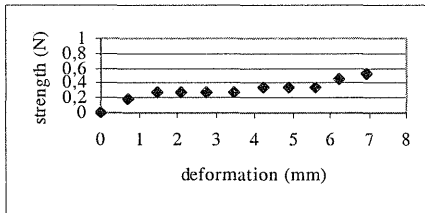
Figure 2. View of a face of the stand

Monitoring of the stress changes around the tunnel was carried out by semiconductor transducers of type TM 440/2 which measure the stress applied perpendicular on their bearing surface. During the model construction, the transducers were placed in the model material in two vertical planes passing through the centre of the model stand. The transducers were situated in a way enables to register stress state changes both in vertical and horizontal directions. The automatic measuring system UNILOG 2500 was used for the data registration.

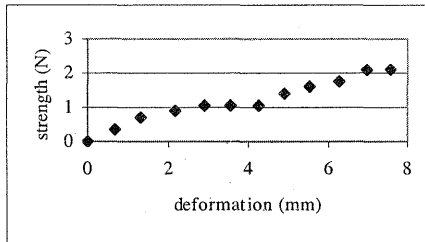
The analysis was focused to determine stress distribution due to construction strip footing over existing lined tunnel. The loading of the model was

applied in width equality to diameter of the tunnel and realized by successively increasing external loading on the model surface of 7, 14, 20, 26, and 32 kN/cm².

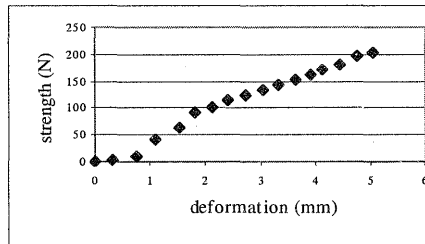
Four models were constructed, one without the tunnel and three with tunnels lined by lining of various thicknesses. The presence of the tunnel caused stress redistribution in dependence of stiffness of the tunnel lining. The vertical stress at the crown of the tunnel was measured smaller than that in the model without the tunnel. This is caused by transfer of vertical stress from crown to the sides and also smaller stresses at the tunnel foot were recorded. As the lining stiffness increases, the stress near the tunnel crown and foot increases and the stress near the sides of the tunnel decreases. In Figure 3, vertical stress distribution under external loading of 26kN/cm² is demonstrated.



Thickness of the lining: 0.2 mm



Thickness of the lining: 1.6 mm



Thickness of the lining: 3.4 mm

Figure 3. Deformation curves of equivalent of the tunnel lining for various thicknesses

5 NUMERICAL RESULTS

In the same way as experiments, numerical examples were prepared. Six zones, $\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_6$, were selected according to Figure 4. The Unified model started from the thickness 3.4 mm, and plastic behavior together with damage were created. The tunnel linings changed in the sense of experimental models.

Additional eigenstrains are depicted in Figure 5 and 6. It is seen that if the thickness is weaker, the effect of opening (concentration of plastic strains) appears in zone Ω_5 , while in other zones eigenstrain slightly increases. They can be lowered after more precise selection of the Unified model.

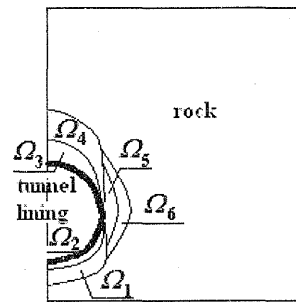


Figure 5. Distribution of eigenstrain zones

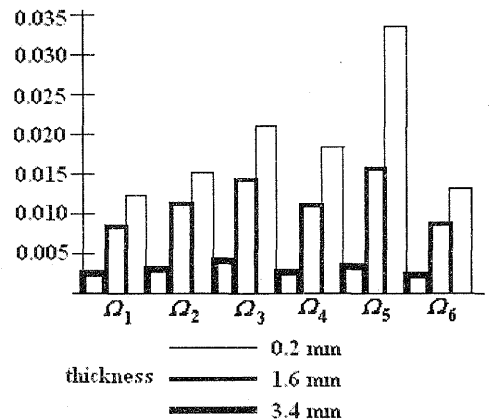


Figure 6. Spectral values of eigenstrain tensors in the zones; various thicknesses

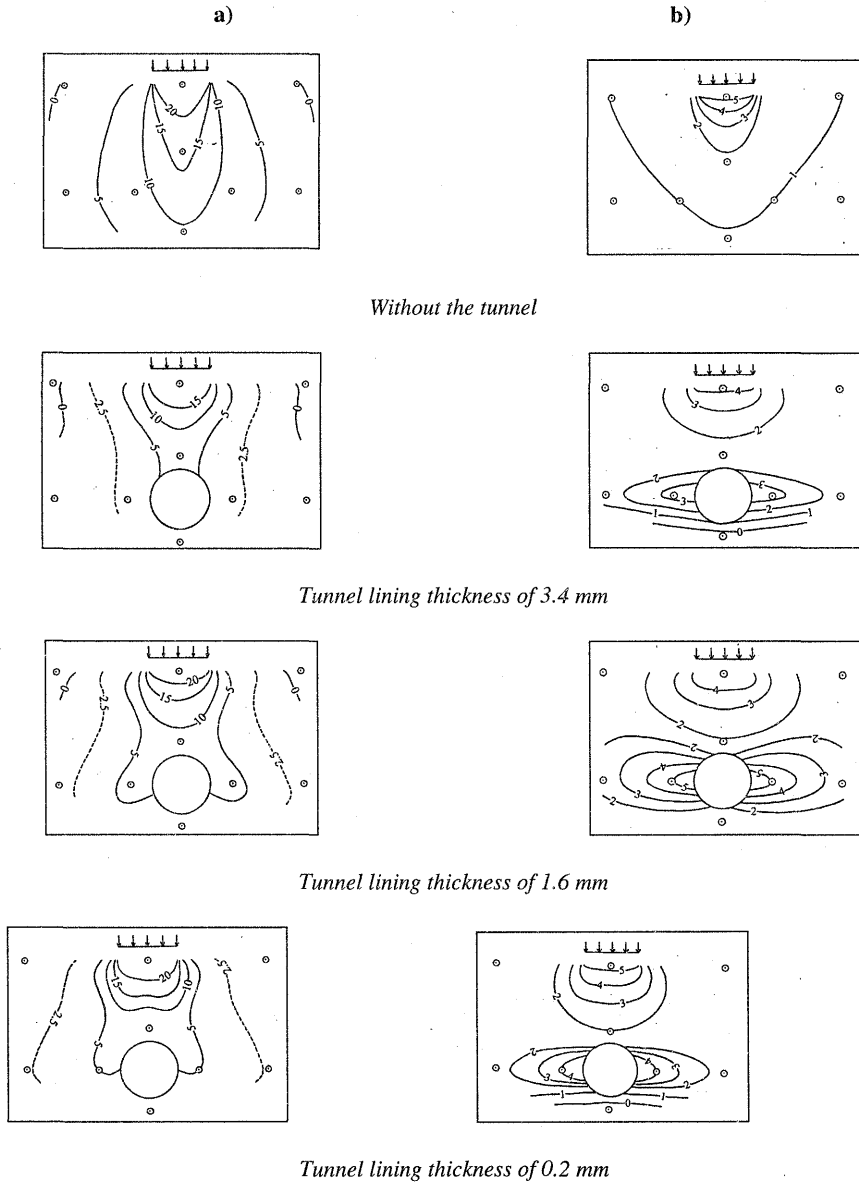


Figure 4. Vertical (a) and horizontal (b) stress distribution (26 kN/cm^2)

6 CONCLUSIONS

Generalized transformation field analysis is improved by Desai's DSC. In the model, plasticity and damage is involved in a natural way using eigenparameters, which are known from classical TFA. They represent either plastic strains in Desai's

model and play role of "error function", showing how exact the model and material parameters are selected; also describe the inelastic properties involved in Unified TFA & DSC model. The results correspond with the classical damage behavior. The plastic behavior follows a concentration of stresses in

the zones describing the plasticity. The eigenparameters are solved from comparison with results obtained from scale models.

Acknowledgment: Financial support of GA AV ČR, project No. IAA 2119402, is appreciated.

REFERENCES

- Desai, C.S. (ed. H. Mulhaus) 1994, Constitutive Modeling Using the Disturbed State Concept, Chapter 8, *Continuum Models for Materials with Microstructure*. John Wiley & Sons, London, UK
- Dvorak, G.J. 1992. Transformation Field Analysis of inelastic composite materials. *Royal Society of London A437*: 311-327
- Dvorak, G.J. & Procházka, P. 1996. Thick-walled Composite Cylinders with Optimal Fiber Prestress. *Composites, Part B*, 27B: 643-649
- Duvant, J. & Lions, J.P. 1972. *Variational Inequalities in Mechanics*. DUNOD, Paris
- Head, K.H.: *Manual of Soil Laboratory Testing*. John Wiley & sons. Inc. New York, Toronto, 1992
- Jao M. & Wang M.C.: *Behaviour of soft ground tunnel under strip footing*. Trends in rock Mechanics. Geotech. special publication, No. 102, ASCE, Denver, Colorado, 78-92, 2000
- Kachanov, L.M. 1992, *Introduction to Continuum Damage Mechanics*. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, Netherlands
- Kožešník, J.: *Theory of similarity and modeling*. Academia, Prague, 1983.
- Procházka, P. 2004. Application of Discrete Element Methods to Rock Bumps. *Engineering Fracture Mechanics*, 45: 254-267
- Procházka, P. & Trčková, J. 2000. Coupled modeling of Concrete Tunnel Lining. *Our World in Concrete and Structures*, Singapore: 125-132
- Procházka, P. & Trčková, J. 2001. Coupled modelling using DSC&TFA theoretical process. *Proc. Computer methods and advances in geomechanics*. Virginia, USA, A. A. Balkema: 389-394
- Trčková, J. 2005. Study of stress changes around tunnel in dependence of the tunnel lining stiffness. *Proc. 22th Danubia-Adria Symposium on Experimental Methods in Solid Mechanics*, Monticelli Terme, 116-117
- Stålberg, B., Stephansson, O., Swan, G.: Three-dimensional physical model technology applicable to the scaling of underground structures. *40th Int. Conf. on Rock Mech.* Vol. 2, Montreux, pp. 655-662, 1979.

Analytical design method of vertical shaft lining in the combined shaft sinking technique

N.S.Bulychev & N.N.Fotieva

Departments of Underground Construction and Material Mechanics, State University, Tula, Russia

V.E.Savchenkov

Joint-Stock Company "TulaCoal", Tula, Russia

ABSTRACT: Combined shaft sinking technique is characterized that cast-in-situ concrete is erected immediately above the shaft face. After rock blasting the shaft face advance and the concrete mix is compressed between shuttering and rock walls due to the rock walls displacements. After taking away the crushed rock the shuttering is pulled off the concrete lining and lowered to the face. Because of that monolithic concrete lining is subjected to twice simultaneously acting factors: hardening concrete in early age and loading lining due to face advancing. Analytical design method of vertical shaft lining based on principles of the modern theory of underground structures design (Underground Structures Mechanics) takes account over mentioned processes of the shaft sinking is described in the paper presented. Example of shaft lining calculation are given.

1 INTRODUCTION

Combined shaft sinking method is characterized that cast-in-situ concrete is erected immediately above the shaft face (Fig.1). After rock blasting the shaft face advance and the concrete mix is compressed between shuttering and rock walls due to the rock walls displacements (Satakin & Senchenko 1956). After taking away the crushed rock the shuttering is struck from the concrete lining and lowered to the face.

The concrete is remoulding and because of that radial stresses that have been before at the inner surface concrete lining are relieved and the shaft lining is loaded. So the shaft lining is loaded in early age of the concrete mix hardening. According to shaft sinking experience (Mindely et al. 1970) the period of the concrete mix hardening time may range between 10 and 20 hours. In the process of rapid shaft sinking technique the hardening time may be reduced up to 3-4 hours. Under these conditions monolithic concrete lining is subjected to twice simultaneously acting factors: hardening concrete in early age and loading lining due to face advancing.

Accidents took place during shafts sinking since of deficient the shaft lining bearing capacity because the compressive strength of the concrete measured only 1.0-1.2 MPa. The first accidents and concrete shaft lining failure were on Tashtagol iron ore

deposit at the depth more than 400 m in jointed and faulted sienites and carbonate-chlorite shales (Kozhevin et al. 1967). According to results of investigations the distinguished feature of rock mass is a tectonic intact stress state: sub horizontal normal stresses are 2-3 times as much as vertical ones.

2 FAILURE OF SHAFT LINING

Crash was happened in 1984 in the cage shaft at chromite ores deposit in Kazakhstan. The shaft was been sinking in the Central Mine. Inside diameter of the shaft is 8 m and diameter shaft in sinking is 8.8 m. The face of the shaft was at the depth 765 m.

Rock mass consists of jointed and faulted serpentinites with cracks filled by breynerit-talc. Compressive strength of the rock mass as whole is 15-20 MPa, the angle of the internal friction is 18-20° (due to talc). In addition to that in situ stress state of the rock mass is characterized as tectonically with heightened normal horizontal stresses. The lateral pressure coefficient varies in the range from 1.0 up to 1.5. Because of that the rock mass may be estimated as instability. In the process of the shaft sinking unsupported rocks in shaft walls were crushed and failed.

The situation on the crash eve is the following. Holes were drilled and blasted; the shuttering was put down on crushed rock. At that time rock failure

occurs behind shuttering and part of before installed lining was fractured. To prevent further failure of rock and lining 117 rock bolts were installed and 50 m³ of concrete mix was placed against shuttering.

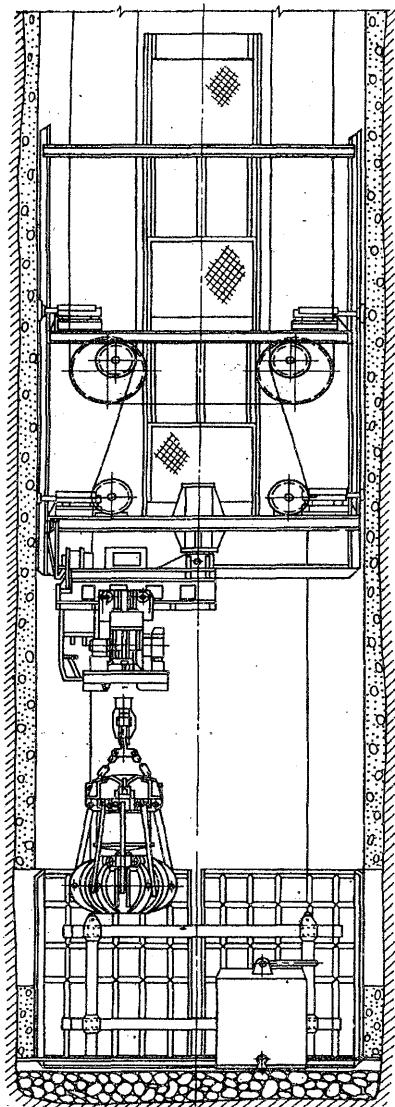


Figure 1. Scheme of combined shaft sinking method

In spite of that cracks occur above in the lining in the range of depth 737-743 m. Work in the shaft was stopped but next day increasing fracture of shaft

lining started. A total of near 200 m of the shaft lining above the face including three shaft insets was crushed.

Cause of the crash is deficient the shaft lining bearing capacity because loading in early age of concrete hardening. We emphasize that deficient the lining bearing capacity took place on 200 m part of the shaft during near two month. Consequently if the lining of that part of the shaft had supported the crash would have not taken place.

3 SHAFT LINING DESIGN METHOD

The general analytical design method of multiple layers lining of circular cross-section opening has been used. This is an analytical method based on rigorous solutions of the corresponding elasticity theory contact problems in accordance to the principle of contact interaction and the postulates of modern theory of underground structures design that is known as Underground Structures Mechanics (Bulychev 1986, 1989, 1994, 1999).

The basic principle in the theory is that of joint contact interaction of rock mass and the lining. In accordance with that principle the lining and the rock mass are elements of a common deformable "rock-support" system subjected to external loads and actions.

There are also two postulates in the base of the mechanics of underground structures. The first of them is that the linear deformable medium (the elastic medium) can be taken as the rock mass model. This postulate is very important. The linear deformable model allows dividing the stress state of the rock mass surrounding an underground opening into the initial (intact) and the additional ones. The additional (relieved) stress state is produced by extraction of rock during the formation of the opening and is the cause of rock deformation and rock pressure.

Because of the first postulate the mathematical elasticity theory methods may be used to solve the problems of underground structures design and the mathematical models of underground structures stress-strain state can be developed.

The second postulate is that the initial displacements is taken into account by introducing the α^* decreasing coefficient ($\alpha^* < 1$) to the components of the initial stress state. The value of the α^* coefficient depends on the l_0 distance between the lining installation place and the shaft face and can be calculated from (Bulychev et al. 2001):

$$\alpha^* = 0,6 \exp \left(-1,38 \frac{l_0}{r_1} \right) \quad (1)$$

where r_1 is the radius of a shaft cross-section in sinking.

If shaft sinking performs in brittle rock or very soft ground we have (Bulychev & Fotieva 2003):

$$\alpha^* = 1 - \sin \varphi \quad (2)$$

where φ is the angle of rock internal friction.

Shaft sinking technology plays a leading role in construction of the shaft lining design scheme shown in Figures 2, 3. According to the technology the artificial initial stress state (Fig.2) is produced in the concrete lining and surrounding rock mass due to the first a shaft face advance after concrete mix was placed behind a shuttering because of rock blasting. Because of that the concrete mix was compressed between shuttering and rock mass.

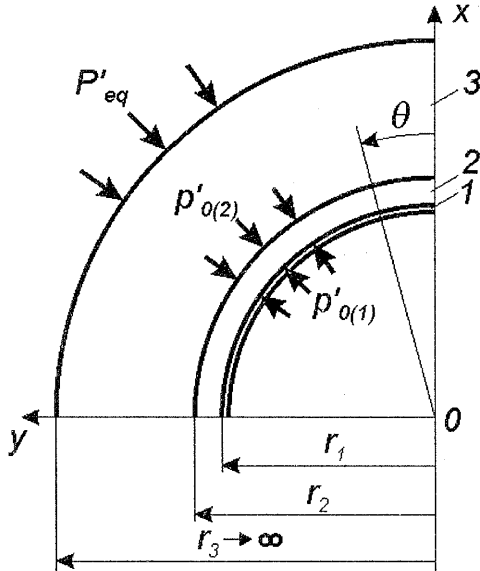


Figure 2. Design scheme of the first stage of the shaft lining erection: 1 – shuttering; 2- concrete lining; 3 – rock mass

The second stage (Fig.3) is concrete demoulding and the lining loading because of the relief (removal) of the radial stress ($p''_{o(1)}$) from inner surface of the lining.

3.1 The first stage of the concrete mix loading

The general design method of multi layer lining of circular cross-section opening (the transfer coefficients method) has been used (Bulychev 1996).

Radial stresses in the concrete lining in outer and inner contours (at contacts with rock mass and a shuttering) are given below:

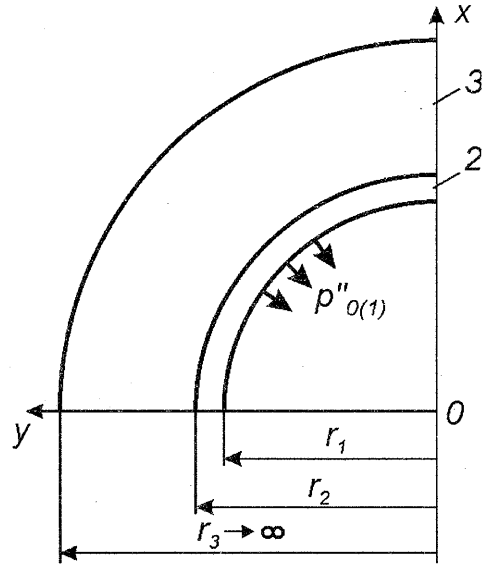


Figure 3. Design scheme of the shuttering strike

$$p'_{o(2)} = P'_{eq} K_{0(3)} \quad (3)$$

$$p'_{o(1)} = p'_{o(2)} K_{0(2)}, \quad (4)$$

where

P'_{eq} is the equivalent to in situ rock mass stress:

$$P'_{eq} = \Delta \alpha^* \lambda \gamma H \frac{2}{\kappa_0 + 1} \quad (5)$$

$\Delta \alpha^*$ is the fraction of the discharge coefficient is accounted for the first shaft face advance:

$$\Delta \alpha^* = 0,6 \exp \left(-1,38 \frac{l_0}{r_2} \right) \left[1 - \exp \left(-1,38 \frac{l_1}{r_2} \right) \right]; \quad (6)$$

$$\kappa_0 = 3 - 4\nu_0;$$

l_0 is the distance of the lining design cross section from the shaft face;

l_1 is the high of the first shaft face advance (that is equal to the high of the shuttering);

$K_{0(3)}$; $K_{0(2)}$ are transfer coefficients of contact radial stresses through layers 3 and 2 correspondingly (Fig.2):

$$K_{0(3)} = \frac{\kappa_0 + 1}{2 + \frac{G_0}{G_2(t)} \frac{1}{c_2^2 - 1} (d'_{1(2)} - K_{0(2)} d'_{2(2)})}; \quad (7)$$

$$K_{0(2)} = \frac{d_{1(2)}}{d_{2(2)} + d'_{2(1)} \frac{G_2(t)}{G_1} \frac{c_2^2 - 1}{c_1^2 - 1}}; \quad (8)$$

G_0 ; G_1 ; $G_2(t)$ are shear moduli: of rock, shuttering material and concrete (as a function of concrete age) respectively;

$$c_1 = r_1 / r_0; \quad c_2 = r_2 / r_1;$$

$$d_{1(i)} = c_i^2 (\kappa + 1); \quad d_{2(i)} = 2c_i^2 + \kappa - 1;$$

$$d'_{1(i)} = c_i^2 (\kappa - 1) + 2; \quad d'_{2(i)} = \kappa + 1; \quad i = 1; 2.$$

Shear modulus of concrete as a function of hardening time may be obtain using empirical elastic modulus dependence of concrete compressive strength:

$$E = 3630 \sigma_c^{0.613}. \quad (9)$$

Normal tangential stresses in the concrete lining in outer and inner contours are the following:

$$\sigma_\theta^{out} = p'_{0(2)} m_1 - p'_{0(1)} m_2; \quad \sigma_\theta^{in} = p'_{0(2)} m'_1 - p'_{0(1)} m'_2 \quad (10)$$

where

$$m_1 = 2c_2^2 / (c_2^2 - 1); \quad m_2 = m_1 - 1; \quad m'_1 = m_2; \quad m'_2 = m'_1 - 1.$$

3.2 The second stage of the concrete lining loading

The second stage is concrete demoulding due to the shuttering strike and the lining loading because of the relief (removal) of the radial stress ($p'_{0(1)}$) from inner surface of the lining. This is critical stage because the shaft lining is loading in early age of hardening having deficit of strength.

Strike of shuttering is simulated as action of an additional (relief) stresses as shown in Figure 3. The shaft lining stress state is determined as sum of the initial (Fig.2) and additional (Fig.3) stress states. All components of initial stress state of the lining are above. Additional (relief) stress state is a result of interaction between the lining and rock mass under action of the relief radial stress on inner contour of the lining cross section:

$$p''_{0(1)} = -p'_{0(1)} \quad (11)$$

The additional radial stress on the outer contour we have

$$p''_{0(2)} = K^*_{0(2)} p''_{0(1)} \quad (12)$$

where $K^*_{0(2)}$ is the coefficient of stress transfer from the inner contour to the outer one:

$$K^*_{0(2)} = \frac{d'_{2(2)}}{d'_{1(2)} + 2 \frac{G_2(t)}{G_0} (c_2^2 - 1)}. \quad (13)$$

Summing forms (3) and (12) one get the full radial stresses on outer contour of the lining. The inner contour is free of stress as follows from (10).

The normal tangential stresses on the inner and the outer contours of the lining and checking the lining for strength can results from using forms (9).

3.3 Example of shaft lining design

The calculations are performed for above-mentioned shaft in Kazakhstan.

The rock mass characteristics are the following: $H=700$ m; $E_0=6300$ MPa; $\nu_0=0.27$ (the Poisson ratio); $\sigma_c=14$ MPa; $\varphi_0=20^\circ$; $\gamma_0=0.025$ MN/m³ (the unit weight); $\lambda=1.24$ (the lateral pressure coefficient).

The shaft lining characteristics: $r_1=4.0$ m; $r_2=4.4$ m. According to the timing diagram of the shaft sinking we have three important instances for lining calculation: placement of concrete mix behind shuttering, blasting the rock ahead the face, strike and put down the shuttering. Using these one might determines the ages of concrete at the moments of blasting ($t_1=11$ h) and of shuttering strike ($t_2=19$ h). The time depending concrete strength $\sigma_c(t)$ is determined by (Mindely at al. 1970).

The shuttering is simulated, as steel shall 2 cm in thickness.

The results of the shaft lining calculations at the critical moment of the shuttering demoulding are given in Tables 1 and 2. It is obvious that just after the shuttering strike the shaft lining may be crushed as we wished prove.

Table 1 Concrete characteristics

Technology operations	Age of concrete, h	$\sigma_c(t)$ MPa	$E(t)$ MPa
Blasting	11	4.0	8000
Strike shuttering	19	8.4	14000

Table 2 Stress state of the lining

Age of concrete, h	$p_{0(1)}$ MPa	$p_{0(2)}$ MPa	σ_θ^{in} MPa	σ_θ^{out} MPa
11	0.9	1.4	7.2	6.6
19	0	1.1	12.6	11/6

In such a manner shaft sinking technology operations with using monolithic concrete lining play an important role in construction of the lining design scheme. Particular attention must be given to shaft lining loading in early age of concrete hardening.

ACKNOWLEDGEMENT

Grant of President of Russian Federation on Leading Scientific Schools No NS-1013.2003.5 supports the work.

REFERENCES

- Bulychev, N.S. 1994. *Underground structures mechanics*. Moscow: Nedra Publishing House (in Russian).
- Bulychev, N.S. 1989. *Underground structures mechanics in instances and problems*. Moscow: Nedra Publishing House (in Russian).
- Bulychev N.S. & Abramson Kh.I. 1978. *Vertical shaft lining*. Moscow: Nedra Publishing House (in Russian).
- Bulychev, N.S. & Fotieva, N.N. 1999. Once more about the modern theory of underground structures design. *Proc. of the World Tunnel Congress'99*. "Challenges for the 21st Century". Oslo, Norway, 31 May - 3 June T. Alten, L. Backer et al. (eds). Rotterdam: Balkema, 327-333.
- Bulychev, N. & Fotieva, N. 2003. Shaft and tunnel lining design in brittle rock and very soft ground. *Proc. of the ITA World Tunnel Congress 2003*, Amsterdam, the Netherlands. Vol. I. A.A.Balkema, 577-579.
- Bulychev N.S., Fotieva N.N., Fowell R. 2001. Stress-strain state of tunnel lining and surrounding rock mass in vicinity of tunnel face. *International Symposium & Exhibition "Underground Construction 2001"*, 18-20 Sept. London: Brintex Ltd., 439-448.
- Bulychev N.S., Fotieva N.N., Streltsov E.V. 1986. *Design and calculation of main working lining*. Moscow, Nedra Publishing House (in Russian).
- Kozhevin V.G., Shmonov K.S., Sdobnikov P.V. 1967. Vertical shafts construction in Mountain Shoria. *Shachtnoe Stroitelystvo*, 3, 5-6 (in Russian).
- Mindely E.O., Tjurkjan R.A. et al. 1970. *Technique and technology vertical shaft sinking*. Moscow: Nedra Publishing House (in Russian).
- Satalkin A.V., Senchenko B.A. 1956. *Early age loading of concrete and reinforced concrete in the field o bridge construction*. Moscow: Avtotransizdat (in Russian).

Terkedilmiş oda-topuk yeraltı linyit ocağının dinamik duraylılığının değerlendirilmesi

Assessment of dynamic stability of an abandoned room and pillar underground lignite mine

M. Geniş

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

Ö. Aydan

Tokai Üniversitesi, Deniz-İnşaat Mühendisliği Bölümü, Shizuoka, Japonya

ÖZET: Bu bildiride Japonya'da Mitake ilçesinde terkedilmiş bir oda-topuk linyit ocağında oluşan duraysızlık sorunları ile uzun süreli davranışının belirlenmesine yönelik sürdürülen kaya mekaniği araştırmaları sunulmaktadır. Öncelikle, çevre kayacının kaya malzemesi ve kaya kütlesi özelliklerinin belirlenebilmesi için yerinde ve laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bunun yanı sıra maden açıklıklarının çevreleyen kaya kütlesi davranışı yerinde incelenmiş ve bu çalışmalar halen devam etmektedir. Depremler sırasında oluşan duraysızlık problemleri belirlenmiştir. Açıklıkların, üç boyutlu elasto-plastik gerilme çözümlemeleri statik ve dinamik koşullar için yapılmıştır. Yüzeydeki ivme dalgalarının genlik artışı yeraltı açıklıklarındakine göre daha büyüktür. Kaya kütesinin özelliklerine bağlı olarak düşük genlikli ivme dalgalarının açıklıklarda ve yeryüzünde önemli hasarlar yapabileceği belirlenmiştir.

ABSTRACT: In this paper, rock mechanics investigations for the determination of instability problems at the abandoned room and pillar underground lignite mine in Mitake town of Japan are described. First, some in-situ and laboratory tests were performed for the determination of intact and mass properties of surrounding rocks. In addition, the behavior of rock mass around mining openings is monitored. Instabilities during earthquakes were identified. Three-dimensional elasto-plastic stress analyses were performed for static and dynamic conditions. Increase of amplitude of ground motions results in higher acceleration at the ground surface and ground motions with low amplitudes may also cause significant damages in the surrounding mass around the mine and ground surface depending on rock mass properties.

1 GİRİŞ

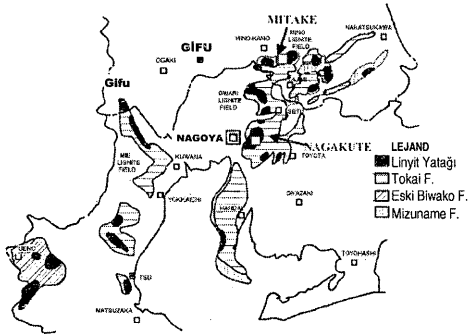
Kaya kütesinin uzun süreli dayanım ve deformasyon özellikleri kaya yapılarının uzun süreli davranış ve duraylılığı açısından kaya mekaniği alanında önemli bir çalışma konusu oluşturmaktadır. Özellikle kayacın uzun süreli davranışının arazi gözlemleri ile ortaya konulabileceği sınırlı sayıda örnek bulunmaktadır. Özellikle Kapadokya bölgesinde bulunan yeraltı açıklıkları, Ege bölgesinde yer alan antik yeraltı mermer ocakları, kral mezarları ve Mısır'da bulunan 3200 yıllık kral mezarları günümüze kadar duraylılıklarını koruyabilmiş az bulunan örneklerden bir kaçıdır. Yazarlar yukarıda değinilen bölgelerde açıklıkların uzun süreli davranışlarının belirlenmesi amacıyla bazı çalışmalar yapmışlardır (Aydan vd., 1999a,b; Aydan ve Kumsar, 2005a,b; Aydan ve Geniş, 2004)

Bu çalışmada, Japonya'nın Gifu ili Mitake kasabasında terkedilmiş bir oda topuk linyit ocağına ilişkin arazide yapılan çalışmalar ve sayısal gerilme çözümlemeleri sunulacaktır. İncelenen madende yaklaşık 40 yıl önce üretim faaliyeti sona ermiştir. Terkedilmiş madende ve yeryüzünde, depremlerin etkisiyle ve kaya kütesinin zamana bağlı dayanım değerlerinin azalması sonucu bazı duraysızlık sorunları oluşmaktadır. Özellikle sığ derinlikteki bu tür yeraltı ocaklarının üstünde tasman ve göçükler zaman zaman karşılaşılan problemler arasındadır. Bölgenin deprem açısından aktif olması ve beklenen Tokai ve Tonankai depremlerinin kasabada önemli hasarlara yol açabileceği düşünülmektedir (Aydan ve Kawamoto, 2004). Söz konusu yeraltı madeninin statik ve dinamik yükler altında göstereceği

çimentosuz kum tabakaları linyit damarlarının altında bulunmaktadır.

2 YER VE JEOLojİ

İnceleme alanı Tokai bölgesinde Gifu iline bağlı Mitake kasabasında (Japonya) terk edilmiş bir oda toprak linyit ocağıdır. Madenin yer aldığı bölgedeki linyit yataklarının dağılımı Şekil 1’de gösterilmiştir. Linyit çevre kayaçlarının yaşları bölgeden bölgeye değişim göstermektedir. Mitake’de Mizunami formasyonu Nakamura biriminde yer alan linyit sahası Miyosen yaşlı, Nagakute’de Seto formasyonu Yadagawa birimindeki linyit sahası da Pliyosen yaşlıdır. Mitake’de bulunan kayaçlar Nagakute’de bulunan kayaçlara göre daha yaşlıdır. Mitake’de bulunan dört adet linyit damarından ikinci ve üçüncü damarlar işletilmiştir. Üçüncü damarın kalınlığı 1-3 m arasındadır. Nagakute’deki damar sayısı dört olup kalınlıkları genellikle 1m den daha azdır.

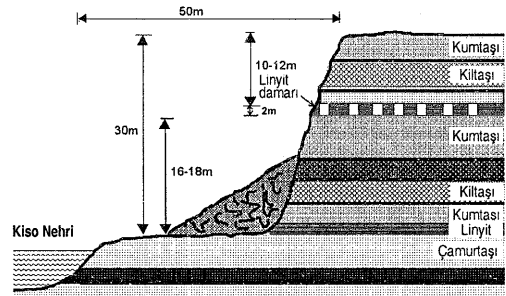


Şekil 1. Tokai bölgesinde bulunan linyit sahaları.

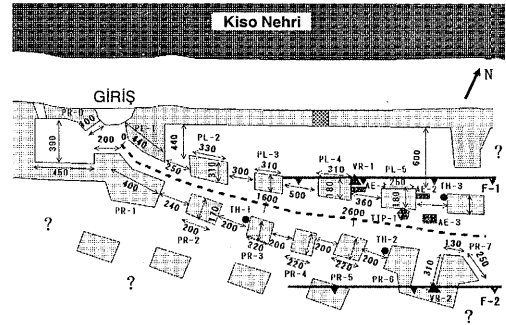
Mitake'de tabakalaşma, ön-terciyer kayaçlarının üstünde tabandan tavana konglomeralı çamurtaşı, siltaşı, kumtaşı ve linyit olarak kaba bir şekilde sınıflanmaktadır. Nagakute tortul kayaçları da benzer şekilde jeolojik olarak sınıflandırılabilmektedir. Çimentolanma zayıf olup bazen

3 MADEN GEOMETRİSİ

Linyit ocağı Kiso nehrinin aktığı vadinin doğusunda yer almaktadır (Aydan vd. 2005a,b). İki damarda oda-topuk üretim yönteminin uygulandığı madende topuk boyutları yaklaşık 2x2m olup damar kalınlıkları 1.8-2m arasında değişmektedir (Şek.2). Örtü kalınlığı yaklaşık 10-12m arasında değişmektedir. İncelenen Ocağın krokisi Şekil 3'te gösterilmiştir. Altındaki linyit damarına ilişkin üretim faaliyeti konusunda kesin bir bilgi bulunmamaktadır.



Şekil 2. Jeolojik kesit.

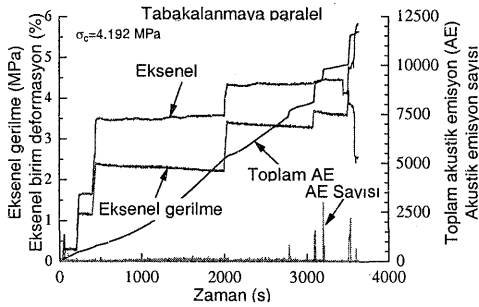


Şekil 3. Ocağın krokisi.

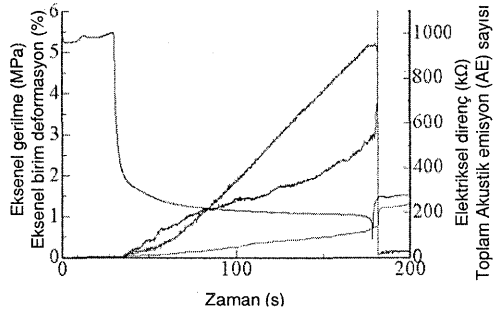
4 KAYA MALZEMESİ VE LİNYİTİN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Kaya malzemesinin ve linyitin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla terkedilmiş madenden bazı örnekler alınmıştır. Alınan örnekler üzerinde tek eksenli basınç dayanımı, deformabilite ve kısa süreli krip (sünme) deneyleri yapılmıştır.

(Şek.4). Deneyler sırasında yük ve yerdeğiştirme miktarlarının ölçümü yanında, akustik emisyon (AE), elektrik potansiyel (EP), elektrik direnci ve manyetik alan değişimi gibi ek ölçümlerde yapılmıştır (Şek.5). Bu tür çoklu parametre ölçümlerinin yeraltı açıklıklarının davranışının yerinde izlenmesi açısından da büyük bir önemi bulunmaktadır (Aydın vd. 2005b). Ayrıca, dayanımı düşük olan kayaç ve linyitin dayanımlarının tahmin edilmesinde kullanılan kaya iğnesi deneyi (Needle Penetrometer Index, NPI) de linyit için kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 1’de sunulmuştur.



Şekil 4. Linyit örneğinin tek eksenli basamaklı yükleme koşulu altında gösterdiği çoklu parametre davranışı.



Şekil 5. Linyit örneğinin tek eksenli yükleme koşulu altında yenilme anına kadar gösterdiği çoklu parametre davranışı.

5 KAYA KÜTLESİNİN ÖZELLİKLERİ

Kaya tabakaları genellikle güney doğuya doğru hafif bir yatıma sahiptir. Tabakalanma eksenli KD-GB yönündedir. Madende bulunan linyit damarı yaklaşık 2m olup kalınlıkları 5-15cm olan çamurtaşı ve kumtaşı bantları içermektedir. Eklemler genellikle tabakalanmaya dik veya dike yakın olup eklem aralıkları 10 ila 60cm arasında değişim göstermektedir. Eklem aralıkları çamurtaşı ve kumtaşı içinde daha büyük olup linyit damarı içinde daha küçük olmaktadır. Ocakta sağ-yanal atıma sahip normal faylar bulunmaktadır. Başlıca normal fayların doğrultusu, ocağın hemen bitişiğindeki vadide akan Kiso nehrinin akış yönüne paraleldir.

Çizelge 1. Kaya malzemesinin mekanik ve fiziksel özellikleri (Parantez içi değerler analizlerde kullanılmıştır).

Birim	Birim hacim ağırlığı kN/m ³	Su içeriği (%)	Kaya iğnesi deneyi indeksi NPI, N/mm	P-dalga hızı km/s	Tek eksenli basınç dayanımı σ_{ci} , MPa	Tek eksenli çekme dayanımı σ_t , MPa	Deformasyon modülü E MPa	İşsel sürtünme açısı ϕ
Linyit	10.6-14.4	12.6-27.2	22-33	1.57-2.26	4.0-6.0 (5)	0.4-0.68	557-983 (770)	53-63 (58)
Kumtaşı	16.8-19.2	15.4-19.8	20-71 (kuru)	1.91-2.67	2.3-6.5 (4.65)	0.06-0.35	257-1219 (738)	53-63 (58)
Çamurtaşı	14.2-14.9	9.5-13.3	2-22	1.26-1.54	0.96-1.5 (1.23)	0.05	76-141 (108)	29

Kaya kütlesi sınıflandırmaları için kaya kütlesi puanı (RMR) ve Q sınıflama sistemleri kullanılmıştır. Çevre kayası olağan kaya kütlesi ve fay zonu olarak iki ayrı kütle olarak sınıflandırılmıştır. Sonuçlar Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 2. Kaya kütlesi sınıflama sistemi.

Kaya kütlesi	Temel RMR	Q
Olağan	37-53 (45)	2.08-2.5
Fay zonu	26-29	0.83-1.00

Kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon modülünün tahmini, Aydan ve Kawamoto (2000) tarafından önerilen kaya kütleli puanına dayalı görgül bağıntı kullanılarak yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 3'te verilmiştir.

Çizelge 3. Kaya kütleli dayanımı ve deformasyonu.

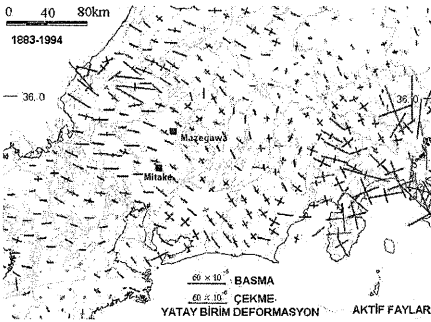
Kaya kütleli	Olağan	Fay zonu
Dayanım (σ_{cm}/σ_{ci})	0.09-0.16	
Deformasyon (E_m/E_i)	(0.125)	0.06

6 BİRİNCİL GERİLME DURUMU

Çalışma sahasında günümüze kadar yapılmış herhangi bir gerilme ölçümü bulunmamaktadır. Kiso nehri akış yönüne paralel doğrultulu ana faylardaki çiziklerden Aydan (2000) tarafından önerilen yöntem kullanılarak birincil gerilme durumu tahmin edilmiştir (Çizelge.4). Yatay düzlemdeki en büyük gerilme yaklaşık D-B doğrultusunda Kiso nehri akış yönüne paralel konumlu olduğu belirlenmiştir. Düşey birincil gerilme ise en büyük bileşen olup yatay en küçük bileşen, madenin bulunduğu yamaca ve nehir akış yönüne dik konumludur. Elde edilen bu sonuçlar, Japonya'da yaklaşık 100 yıldır ölçülen birim deformasyon miktarları kullanılarak hesaplanan asal birim deformasyon doğrultuları ile oldukça uyumludur (Şekil.6).

Çizelge 4. Tahmin edilen birincil gerilme bileşenleri.

P_v (MPa)	P_H (MPa)	P_h (MPa)
0.48	0.34	0.16



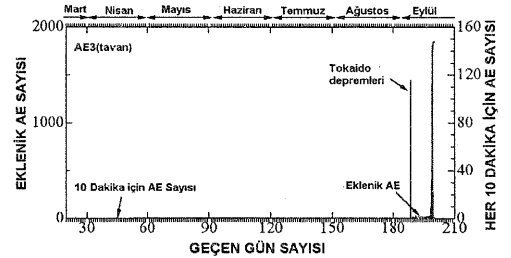
Şekil 6. Yatay asal birim deformasyon doğrultuları.

7 ARAZİ GÖZLEM VE ÖLÇÜMLERİ

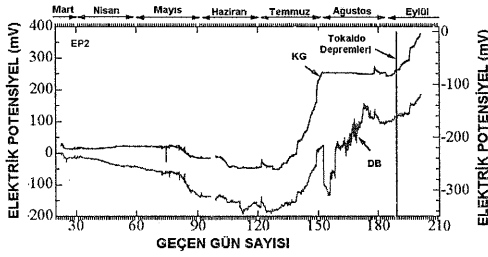
Kaya kütlelerinin zamana bağlı davranış özelliklerini etkileyen bazı faktörlerin (deprem, sıcaklık ve nem değişimleri gibi) belirlenmesi için yerinde ölçümler yapılmaktadır. Depremler sırasında kaya kütlelerinde oluşabilecek ek yük ve yenilmeler, ocağın duraylılığını olumsuz etkileyebilecek en önemli olgulardır. Bu amaçla topuklara ve tavana yerleştirilen akustik emisyon ve yerin elektrik potansiyel değişimini ölçen cihazlardan sürekli kayıt alınmaktadır.

Gözlemler sırasında bölgeden 236 km ve 25 km uzaklıkta iki deprem olmuştur. Bunlardan ilki olan 7.3 büyüklüğündeki Tokaido-oki depremi 5 Eylül 2004'te; 4.7 büyüklüğündeki Komaki depremi 9 Ocak 2005'te olmuştur. Tokaido-oki depreminin merkezi madenden 236 km uzaklıkta olmasına rağmen 20gal (0.02g) (g, yerçekimi ivmesi: $\approx 10 \text{ m/s}^2$ ve 1 gal=1 cm/s^2) ivme ve Komaki depremi ise 50 gal (0.05g) ivme yaratmıştır. Bu iki depremden terkedilmiş madenin deprem sırasında gösterdiği davranışların ortaya konması açısından önemli bilgiler elde edilmiştir.

Çevre kayasının elektrik potansiyel (EP) ve akustik emisyon (AE) değişimleri tavana ve topuklara yerleştirilen cihazlardan elde edilmiştir. PL4 topuğuna (Şekil.3) yerleştirilen AE ve EP cihazlarının ölçtüğü bulgular Tokaido-oki depremi öncesi ve sonrası için Şekil 7 ve 8'de verilmiştir. Depremden önce yer elektrik potansiyelindeki değişim akustik emisyon değişiminden çok daha önce başlamaktadır. Bu durum laboratuvarında yapılan örnekler üzerinde elde edilen bulgular ile benzerlik göstermektedir (Aydan et al. 2001, 2003, 2005c). Bu ölçümlerin detayı Aydan et al. (2005a)'da sunulmuştur. Aletsel ölçümlerin yanısıra ikişer aylık aralıklarla gözleme dayalı incelemeler de yapılmıştır. Bu incelemeler sırasında topuk ve tavanların durumları fotoğraflanmıştır.



Şekil 7. Açıklık tavanında (AE3) ölçülen AE sayısı.



Şekil 8. Tokaido-oki depremi önce ve sonrası elektrik potansiyel değişimi.

İkinci yazar ve ekibi 24 Mart 2004 tarihindeki ilk incelemelerinden sonra 14 Mayıs 2004 tarihinde yaptıkları ikinci incelemeleri sırasında tavandan önemli ölçüde bir kaya kütesinin düştüğünü belirlemişlerdir. PL3, PL4, RP3 ve RP4 olarak adlandırılan topukların arasında kalan kumtaşı tavan tabakasının boyutları yaklaşık 300x200x25cm'dir. 14 Mayıs-5 Eylül 2004 tarihleri arasında ölçümlerin alındığı bölge içinde önemli bir yenilme gözlenmemiştir. 5 Eylül 2004 Tokaido-oki depremi sonrasında yapılan incelemede tavandan kaya düşmesi oluşmuştur. İkinci depremde ise önemli sayılabilecek bir göçme oluşmamıştır. Bunların yanında kayanın ıslanma kuruma sürecinde tavan ve topuklardan parça kopması şeklinde yenilmeler oluşmakta ve topuklarda bazı çatlaklar açılmaya devam etmektedir.

Deprem sırasında maden açıklıklarında ve yeryüzünde oluşan arazi hareketlerinin ortaya konması amacıyla bazı model deneyleri, analitik ve sayısal gerilme çözümleri yapılmıştır. Model deney ve analitik çözümleme çalışmalarına ilişkin detaylara bu bildiride yer verilmeyecektir.

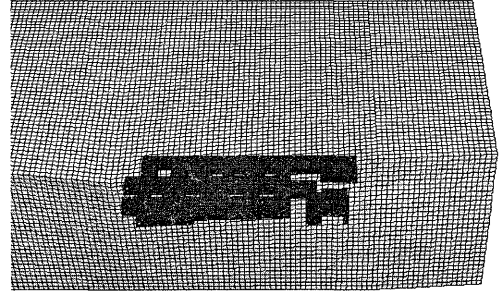
8 SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLERİ

Bu bölümde açıklıkların statik ve dinamik yükleme koşullarında gösterecekleri davranışlar sayısal gerilme çözümlemesi kullanılarak ayrı ayrı incelenecektir. Çözümlemede, sonlu farklar yöntemini esas alan bilgisayar programı (FLAC^{3D}) kullanılmıştır (Itasca, 2005).

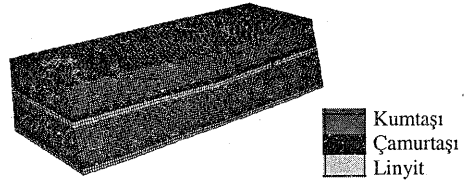
8.1 Çözüm varsayımları ve çözüm ağ modeli

Kaya malzemesi ile kütesinin dayanım ve deformasyon özellikleri bir önceki bölümde detaylı verildiği için çözümlemelerde girdi parametresi olarak kullanılan özellikler bu bölümde tekrarlanmayacaktır. Kaya kütesinin elastik kusursuz-plastik davranış gösterdiği varsayılmıştır. Statik koşul için oluşturulan sonlu farklar ağı, aynı

zamanda dinamik çözümleme için de kullanılmıştır. Bu nedenle sonlu farklar ağı ve sınır koşulları dinamik dalgaların model içinde doğru bir şekilde yayılabilmesi için gerekli koşullar dikkate alınarak hazırlanmıştır (Şekil.9). Analizlerde önce statik çözümler yapılmıştır. Daha sonra da dinamik yükleme uygulanarak madenin duraylılığı incelenmiştir. Tanımlanan tabakaların sonlu farklar ağı Şekil 10'da gösterilmiştir.



Şekil 9. Sonlu farklar ağı ve açıklığın konumu.



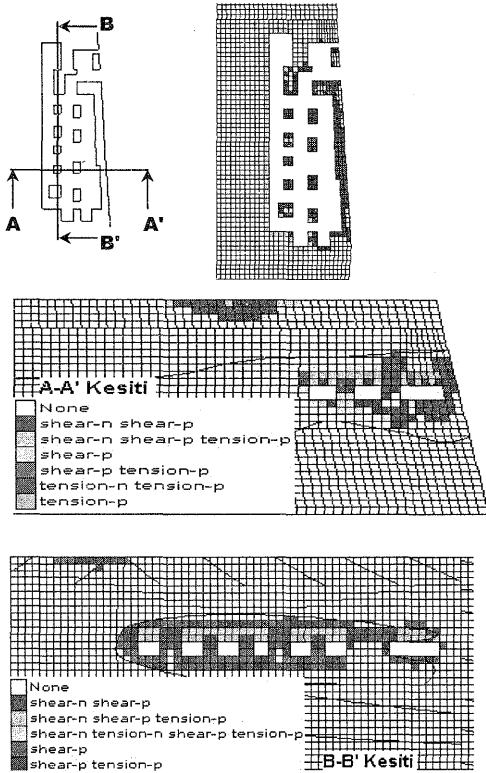
Şekil 10. Modelin üç boyutlu görüntüsü ve çözümde tanımlanan tabakalar.

8.2 Statik çözüm

Çözümlemelerde öncelikle kaya kütesi sonra da kaya malzemesi dayanım ve deformasyon özellikleri kullanılarak statik çözümlemeler yapılmıştır. Bunun amacı sayısal yöntemlerle elde edilen bulguların arazi gözlemleri ile ne kadar uyumlu olduğunun belirlenmesidir.

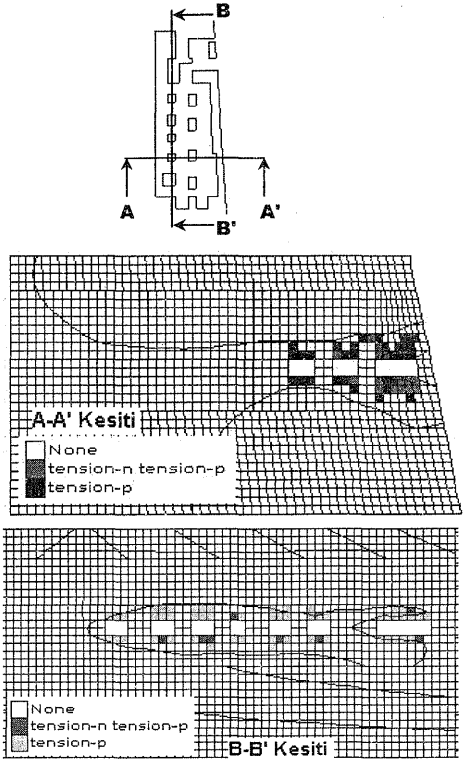
Öncelikle kaya kütesi dayanım ve deformasyon özellikleri kullanılarak çözümleme yapılmıştır. Bu çözümlemede açıklık çevresinde ve topukların tamamında yenilme bölgesi oluşmuştur. Oluşan yenilme bölgeleri damar kalınlığının yaklaşık iki katıdır (Şekil.11). Ayrıca yeryüzünde açıklık etkisiyle oluşan tasmanın sınırı boyunca da yenilme oluşmuştur. Ocak, üretimin sona ermesinden 40 yıl geçmesi ve sismik bir bölgede yer alması nedeniyle tavandan kaya düşmeleri ile topuklarda bazı yenilmeler gözlenmesine rağmen günümüzde duraylı olarak nitelendirilebilecek bir durumdadır.

Bu durum tahmin edilen kaya kütlesi dayanımı kullanılarak yapılan çözümlemelerin gerçek durumdan daha olumsuz bir sonuç sergilediği sonucunu ortaya koymaktadır. Benzer bulgular Mısır'da bulunan 3200 yıllık kral mezarlarında yapılan çalışmalarda da elde edilmiştir (Aydın ve Geniş, 2004). Bu nedenle kaya kütlelerinin dayanım parametreleri yerine kaya malzemesinin dayanım parametrelerini kullanarak ek bir çözüm yapılmıştır. Bu çözümde açıklığın topuklarında yan duvarlarında ve yeryüzünde yenilmeler oluşmamasına rağmen açıklığın tavan ve taban bölgelerinde çekme dayanımlarının aşılması sonucu sınırlı bölgede yenilmeler oluşmuştur (Şekil.12). Bu durum ise doğal olarak arazide gözlemlenen duruma göre biraz daha olumludur.

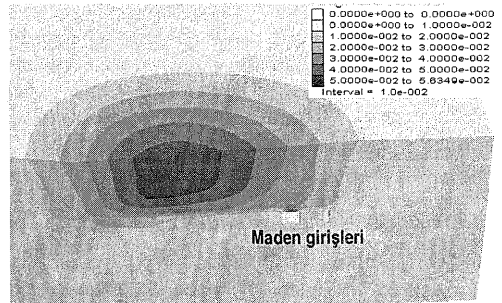


Şekil 11. Kaya kütlesi dayanım parametreleri kullanılarak yapılan çözümleme sonucu oluşan yenilme bölgeleri.

Kaya kütlesi yaklaşımına göre saptanan özellikler kullanılarak elde edilen yeryüzünde ve madenin bulunduğu vadi yamacındaki yerdeğiştirme sonucu Şekil 13'te verilmiştir.



Şekil 12. Kaya malzemesi dayanım parametreleri kullanılarak yapılan çözümleme sonucu oluşan yenilme bölgeleri.



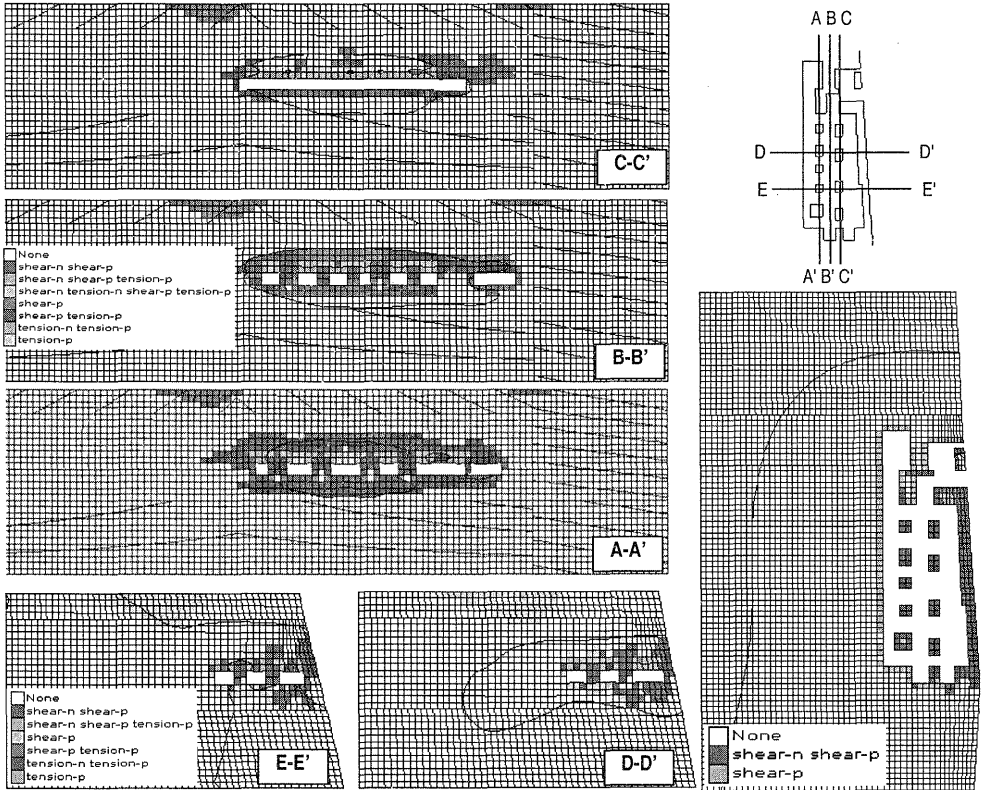
Şekil 13. Kaya kütlesi için yeryüzünde ve madenin bulunduğu vadi yamacında oluşan yerdeğiştirme miktarları (birim: "m").

8.3 Dinamik çözüm

Dinamik çözümlerde modelin tabanına sinüzoidal dalga şekli uygulanmıştır. Uygulanan dalgaların en büyük ivme değerleri 0.2 m/s^2 ($0.02g=20 \text{ gal}$) ve 0.8 m/s^2 ($0.08g=80 \text{ gal}$) olup frekansı ise 2 Hz 'dir. Kaya kütlesi dayanım parametreleri kullanılarak yapılan çözümlemede statik koşullarda oluşan yenilme bölgeleri artış göstermiştir. Kaya kütlesi deformasyonu plastik davranış sergilediği durumlarda küçük ivme değerlerinde bile yenilme bölgesinde önemli artış oluşabilmektedir. Bu olgu depremin süresinin uzaması ile önemli artışlar göstermektedir. Bu çalışmada depremin etkidığı süre 1.7 s olarak alınmıştır. $0.02g$ gibi küçük ivmeli depremde açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi yüzeyle birleşecek şekilde gelişmemiştir (Şekil.14). Fakat bu durum $0.08g$ ivmeli depremde oluşmuştur.

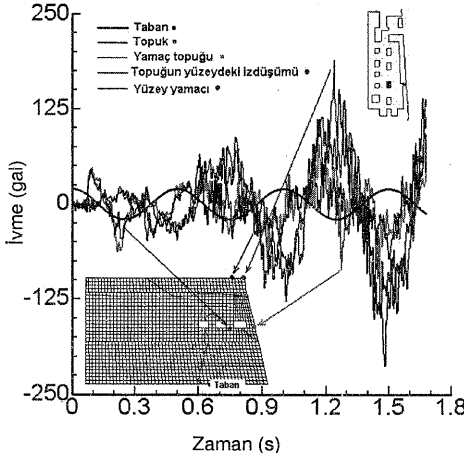
Sığ derinlikli yeraltı yapıları çevresindeki kaya kütlelerinin yüzeye kadar yenilmesi sonucu oluşan büyük çöküntü konileri özellikle yerleşim alanları için büyük can kayıplarına neden olmaktadır. Benzer çalışma kaya malzemesi dayanım değerleri kullanılarak yapılmıştır. Bu çözümlemelerde ise açıklık çevresinde önemli sayılabilecek yenilme bölgesi gelişimi oluşmamıştır.

Özellikle yüzeye yakın yeraltı yapılarında ve zayıf zemin koşullarında deprem dalgalarının genlikleri artış gösterebilmektedir. Düşük genlikli bir deprem kaya veya zemin koşullarına göre birçok durumda genlik artışı göstererek yapıya beklenenden daha fazla zarar verebilmektedir. Bu amaçla dinamik analizler sırasında yeraltı açıklığında ve yüzeyde bazı noktalar seçilerek ivme kayıtları da çözüm sırasında kaydedilmiştir.



Şekil 14. Kaya kütlesi dayanım parametreleri kullanılarak $0.02g$ ivmeli deprem sonucu oluşan yenilme bölgeleri son durumu.

Çözüm sırasında açıklıkta yamaca yakın iki topukta, yamaç topuğunda ve bunların yeryüzüne denk gelen noktalarda ivme kayıtları kaydedilmiştir. Kaya kütleli için yapılan ve modelin tabanına uygulanan 0.02g (20gal)'lik deprem dalgasının söz konusu noktalarda oluşturduğu ivme Şekil 15'te verilmiştir. En büyük genlikli ivme yamacın tepesinde ve topuğun yüzeydeki izdüşümü noktasında oluşmaktadır. Ocak içinde elde edilen ivme değerleri göreceli olarak yeryüzündeki noktalara göre daha düşüktür.



Şekil 15. Açıklık çevresinde ve yüzeyde oluşan düşey ivme değerleri.

Model tabanına uygulanan dalga genliği madende ve yeryüzünde artış göstermektedir (Çizelge.4 ve Şekil.15). Bu genlik artışı kaya kütlelerinin göstereceği malzeme davranışına göre değişim göstermektedir. Kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özellikleri, birincil gerilme durumu ve dinamik dalganın büyüklüğüne bağlı olarak bu davranış elastik veya plastik sınırlar içinde olacaktır.

Çizelge 4. Madende ve yeryüzünde oluşan dalga genlik büyütme katsayıları.

Yer	Elastik davranış	Elasto-plastik davranış
Topuk	3.4-3.5	5.0-5.5
Yamaç topuğu	3.3-3.5	5.0-5.6
Topuğun yüzeydeki izdüşümü	6.0-6.2	7.5-8.0
Yamaç yüzeyi	6.0-6.2	10.0-12.5

Kaya kütleli dayanımının göreceli olarak yüksek olduğu durumlarda; dinamik yükleme sonucu

değişen ikincil gerilmelere bağlı olarak ek yenilme bölgeleri oluşmadığı veya çok az olduğu durumlarda açıklık çevresinde oluşan deformasyon genellikle elastik sınırlar içinde kalmaktadır. Bu koşullarda yapılan çözümlemelerde model tabanına uygulanan dalganın genliği maden açıklıklarında 3.0-3.5 kat yeryüzünde ise 6.0-6.5 kat arasında artış göstermiştir. Buna karşın açıklık çevresinde oluşan deformasyonlar plastik sınırlar içinde oluşup yenilme bölgesinde artış oluşuyorsa model tabanına uygulanan dalganın genliği maden açıklıklarında 5.0-5.6 kat yeryüzünde ise 7.5-12.5 kat arasında artış göstermektedir. Kaya kütlelerinin elastik davranıştan elasto-plastik davranış gösterdiği durumlara geçişi ile dalga genliği büyütme katsayıları artmaktadır. Ayrıca kaya kütlelerinin elasto-plastik davranış gösterdiği durumlarda dinamik yükleme sonucunda bazı durumlarda model sayısal olarak duraylı hale geçememektedir. Diğer bir ifade ile model sürekli yenilme hareketi göstermektedir. Bu durumda uygulanan dinamik dalganın uygulama süresi de önem kazanmaktadır. Çalışmanın bu bölümüne kadar dinamik dalga 1.67s süre ile uygulanmıştır. Ayrıca dalga modele 5s süre ile uygulanarak yüzeyde ve madende oluşan dinamik dalganın en büyük genliğinin ne kadar arttığı ortaya konmuştur. En büyük dalga genlikleri çözümleme başladıktan yaklaşık 2.5s sonra oluşmuştur. Dalga büyütme katsayıları madende 6.0-8.0 ve yeryüzünde ise 14-16 kat arasında artış göstermiştir. Elde edilen sonuçlar Çizelge 5'te sunulmuştur. Dinamik yüklemenin 1.67 s süre ile uygulandığı durum ile 5s uygulandığı durum arasında açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi büyüklüğü çok az bir artış göstermiştir.

Bu çalışmada sayısal gerilme çözümlemesi kullanılarak ortaya konulan dalga büyütme katsayıları Aydan vd. (2004) tarafından yapılan iki boyutlu model deneyleri ile araştırılmıştır. Söz konusu çalışmada elde edilen bulguların bu çalışmada elde edilen sonuçlar ile uyumlu olduğu anlaşılmıştır.

Çizelge 5. Madende ve yeryüzünde oluşan dalga genlik büyütme katsayılarına uygulanan dalga süresinin etkisi.

Yer	Elasto-plastik davranış (t=1.67 s)	Elasto-plastik davranış (t=5 s)
Topuk	5.0-5.5	8.0
Yamaç topuğu	5.0-5.6	6.0
Topuğun yüzeydeki izdüşümü	7.5-8.0	13.8
Yamaç yüzeyi	10.0-12.5	15.5

9 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada yaklaşık 40 yıl önce üretim faaliyeti durdurulmuş olan Mitake ilçesindeki bir linyit ocağının statik ve dinamik koşullarda duraylılığı incelenmiştir. Elde edilen bazı sonuçlar şu şekilde özetlenmiştir:

- Çok uzun süreli hizmet verecek yeraltı yapılarını çevreleyen kayaçların dayanımlarının tespit edilmesinde çevresel faktörlerin de (nem, bozunma gibi) hesaba alınması ve zamana bağımlı ilişkilerin elde edilmesi önem taşımaktadır.
- Yeraltı açıklıklarının dinamik yükler altında gösterecekleri davranışın ortaya konmasında kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin kestirimi büyük önem taşımaktadır.
- Kaya kütlelerinin plastik davranış gösterdiği sığ yeraltı açıklıklarında ve yeryüzünde elde edilen sayısal çözümleme kayıtları incelendiğinde, dalga genliklerinde 5-15 kat arasında artışlar oluşabilmektedir. Kaya kütlelerinin elastik davranış gösterdiği durum için ise bu artışların 3-6 kat arasında olduğu belirlenmiştir.
- Özellikle sığ yeraltı açıklıklarında ve kaya kütlelerinin plastik davranış göstereceği durumlarda düşük ivmeli depremler sonucunda açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri genişleyerek yeryüzüne kadar ulaşabilmektedir. Bu durum özellikle yerleşim bölgelerinde yeryüzünde büyük çöküntüler oluşturmaları durumunda önemli can kayıpları oluşturabilir.
- Açıklıkta oluşan dalga büyüme katsayıları yeryüzünde oluşan dalga büyüme katsayılarından daha düşük elde edilmiştir. Literatürde de bahsedildiği üzere (Geniş ve Gerçek, 2000), çok büyük depremler dışında yeraltı açıklıklarının yerüstü yapılarından daha güvenliği olabileceği bu çalışmada bir kez daha ortaya konmaktadır.
- Kaya kütlelerinin plastik davranış gösterdiği durumlarda açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri büyük ise uygulanan dalganın süresi de dikkate alınarak değerlendirmeler yapılmalıdır.

Bu çalışmada sunulan sayısal gerilme çözümlemeleri, daha önce yapılan analitik ve model deney çalışmaları ile bulunan bulguların yeraltında yapılacak gerçek ölçüm sonuçları ile karşılaştırılarak geri analizlerin yapılması ile çok önemli bulgular elde edilecektir. Bu karşılaştırma ile tahmin edilen kaya kütleleri dayanım ve deformasyon özellikleri hakkında daha sağlıklı sonuçlara ulaşılacaktır. Kaya sınıflamalarından yararlanarak elde edilen kaya kütleleri dayanımını kullanarak yapılan çözümler ile

arazi gözlemleri karşılaştırıldığında uyumsuzluklar ortaya çıkmıştır. Arazide gözlemlere dayalı hesaplanan RMR değeri kullanılarak elde edilen ayakta durma süresi 1 dak ile 1 ay arasında öngörülmesine karşın kısmi yenilmelere rağmen incelenen ocak en az 40 seneden beri duraylıdır (Aydan vd. 2005a,b). Tahmin edilen kaya kütleleri dayanım parametreleri kullanılması halinde yapılan sayısal çözümlemelerde de topukların 2-3 katı kadar tavanda ve tabanda yenilme bölgeleri oluşmuş ve sayısal çözümlemelerde uygulanan küçük ivmeli depremlerde ise yenilme bölgeleri yeryüzüne kadar ulaşmıştır. Gerçekte ise genel olarak üretim faaliyetinin ardından 40 yıl geçmesine rağmen topuklarda ve tavanda bozunmaya bağlı ve bazı küçük depremler sonucu oluşan kopmalar dışında açıklıkların genel olarak duraylı olduğu söylenebilmektedir. Başka bir deyişle kaya kütleleri dayanım kavramı yaklaşımının geçerliliğinin birkez daha tartışılması gerektiği sonucuna varılmıştır. Benzer bulgular yazarların daha önceki 3200 yıllık Mısır Kral mezarı 2000 yıllık Kuşini yeraltı mermer ocağı çalışmalarında da ortaya çıkmıştır (Aydan ve Kumsar, 2005a; Aydan ve Geniş, 2004).

Kaya kütlelerinin dinamik yükler sırasında yeryüzünde ve yerüstü yapılarında gösterecekleri davranışın belirlenmesi amacıyla ivme ölçerler sıkça kullanılmaktadır. Bununla birlikte yeraltı yapılarında ivme ölçümleri oldukça azdır. Özellikle uzun süreli hizmet verecek yeraltı yapılarında ivme ölçerlerin yerleştirilmesi yapının dinamik tepkisini belirlemek açısından önem taşımaktadır. Bu amaçla madene ivme ölçerler yerleştirilmiştir. Bölgede daha sonra depremler olmuş fakat kayıtlarının değerlendirilmesi bu çalışma için mümkün olmamıştır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, laboratuvar deneyleri için yardımcı olan ikinci yazarın öğrencilerine; yerinde ölçümleri birlikte gerçekleştirdiği Nihon Üniversitesi'nden Prof.Dr. H. Tano'ya; krip deneylerine yardımcı olan Toyota National College ve Technology'den Prof. Dr. T. Ito'ya; hem lojistik hem de araştırma fonunu tahsis eden Tobishima Firması Nagoya bürosundan K. Sugiura, A. Sakamoto, N. Yamada'ya ve bu çalışmaya başından beri destek veren Nagoya Üniversitesi Emeritus Prof. Dr. T. Kawamoto'ya teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö. 2000. A stress inference method based on GPS measurements for the directions and rate of stresses in the earth' crust and their variation with time, *Yerbilimleri*, 22, 223-236.
- Aydan, Ö., Kawamoto, T. 2000. The assessment of mechanical properties of rock masses through RMR rock classification system. *GeoEng2000*, UW0926, Melbourne.
- Aydan, Ö., Geniş, M. 2004. III. Amenhotep kaya mezarının (Mısır) çevre kayasının özellikleri ve açıklıklarının duraylılığı. *VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu* (eds. A. Ceylanoğlu ve B. Erdem), TUKMD, Sivas, s.191-202.
- Aydan, Ö., Kawamoto, T. 2004. The damage to abandoned lignite mines caused by the 2003 Miyagi-Hokubu earthquake and some considerations on its causes. 3rd Asian Rock Mechanics Symposium, Kyoto, 525-530.
- Aydan, Ö., Kumsar, H. 2005a. Kuşini antik yeraltı mermer ocağının mühendislik jeolojisi ve kaya mühendisliği açısından değerlendirilmesi. *Mühendislik Jeolojisi Bülteni*, Sayı 20, 41-60.
- Aydan, Ö., Kumsar, H. 2005b. 2003 Buldan depremlerinin özellikleri ve hasar gören Yenice (Denizli) Roma yeraltı mezarlarına ilişkin bir değerlendirme. *Mühendislik Jeolojisi Bülteni*, Sayı 20, 61-74.
- Aydan, Ö., Ulusay R., Yüzer E., 1999a. A research on Living Environment of Derinkuyu Underground City, Turkey. (in Japanese), A report submitted to Japan Ministry of Education, Sports and Culture. Research Report No: 09044154, 149p.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Yüzer, E., Erdoğan, M. 1999b. Man-made structures in Cappadocia, Turkey and their implications in rock mechanics and rock engineering. *ISRM News Journal*, Vol.6, 1:63-73.
- Aydan, Ö., Minato, T. and Fukue, M. 2001. An experimental study on the electrical potential of geomaterials during deformation and its implications in Geomechanics. *38th US Rock Mech. Symp.*, Washington, Vol.2, 1199-1206, 2001.
- Aydan, Ö., Ito, T., Akagi, T., Watanabe, H., Tano, H. 2002. An experimental study on the electrical potential of geomaterials during fracturing and sliding. *Korea-Japan Joint Symposium on Rock Engineering*, Seoul, Korea, July, 211-218.
- Aydan, Ö., Tokashiki, N., Ito, T., Akagi, T., Ulusay, R., Bilgin, H.A. 2003. An experimental study on the electrical potential of non-piezoelectric geomaterials during fracturing and sliding. *9th ISRM Congress*, South Africa, 73-78.
- Aydan, Ö., Daido, M., Ogura, Y. and Kawamoto, T., 2004. A research on dynamic characteristics of areas with abandoned mines. *15th Central Japan Geotechnical Symp. (Geotechnical Environmental Problems)* (in Japanese). Nagoya, 19-24.
- Aydan, Ö., Sakamoto, A., Yamada, N., Sugiura, K. and Kawamoto, T., 2005a. The characteristics of soft rocks and their effects on the long term stability of abandoned room and pillar lignite mines. *Post Mining 2005*, Nancy.
- Aydan, Ö., Sakamoto, A., Yamada, N., Sugiura, K. and Kawamoto, T., 2005b. A real time monitoring system for the assessment of stability and performance of abandoned room and pillar lignite mines. *Post Mining 2005*, Nancy.
- Aydan, Ö., Daido, M., Tano, H., Tokashiki, N., Ohkubo, K. 2005c. A real-time multi-parameter monitoring system for assessing the stability of tunnels during excavation. *ITA Conference*, Istanbul, 1253-1259.
- Geniş, M., Gerçek, H. 2000. Yeraltı açıklıklarının dinamik tasarımı. *V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Isparta, TUKMD, 65-72.
- Itasca, 2005. *FLAC3D-Fast Lagrangian Analysis of Continua-User Manuel (dynamic option) (Version 2.21)*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.

Analysis of interaction of ultrasonic events

J. Vilhelm

Charles University in Prague, Institute of Hydrogeology, Engineering Geology and Applied Geophysics, Prague, Czech Republic

V. Rudajev, T. Lokajčák & J. Veverka

Institute of Geology, Academy of Sciences, Prague, Czech Republic

ABSTRACT: Correlation analysis was applied to sequences of ultrasonic signals generated from loaded migmatite samples. Space distribution of the ultrasonic signal sources depends on the heterogeneity of rocks, the existence of primary micro-cracks and non-uniform stress distribution. This space distribution changes during the sample loading. In some cases, the foci cluster into limited regions, referred to as nucleation centres. Mutual influence of the separate nucleation centres was studied. It was found that changes of parameters of the correlation function have a prognostic character of total sample failure. The parameters of autocorrelation function indicated that events influence one another under critical load only if the events of isolated nucleation centres are involved. The correlation analysis should be realized separately for event series from individual nucleation centres.

1 INTRODUCTION

Localization of ultrasonic signals generated during rock sample loading enables determining of foci clusters (referred later as nucleation centres) corresponding to places of fracturing. According to the distribution of primary microcracks and other inhomogeneities one or more nucleation centres are created. For assessment of mutual interaction between such nucleation centres cross-correlation analysis was used. Correlation analysis of ultrasonic emission (UE) time series can be used as a tool for sample total failure forecasting (Rudajev et al. 2000, Veverka et al. 2001 and Vilhelm et al. 2004).

An example of analysis of mutual interaction between nucleation centers is given based on loading of migmatite sample where two nucleation centres were identified.

2 LABORATORY EXPERIMENT

Experimental measurements were made on samples of migmatite from the Rozinka – Skalka locality (Czech Republic), which is a probable location of underground laboratory for depositing radioactive waste. The samples were of cylindrical shape and were 5 cm in diameter and 10 cm in height. The samples were loaded uniaxially along the longest axis of the body. The experiments were conducted at a constant loading rate of about 27 kPa/s. The

loading was effected by a press with low level of noise. The relative transverse and longitudinal deformation were monitored during the experiment.

The UE was monitored by means of four piezoceramic accelerometers stuck to the surface of the sample. The recording device consists of a four-channel system, which continually records the parameters of UE events in the frequency band of 5 kHz to 1.5 MHz and has a dynamic range of 120 dB. The arrival time and duration of the events were recorded.

The calculation of the positions of the foci of UE events assumed a homogeneous and isotropic medium, and was based on the arrival times of the P-waves at the sensors. The P-wave propagation velocity was obtained using the ultrasonic radiation method and was determined to be 4000 – 4500 m/s, depending on the actual load and state of stress of the sample. The accuracy of determining the first onset was 1 μ s, which represents a maximum location error of approximately ± 7 mm. The correlation analysis performed in this study was based on the statistics of time series of UE events recorded during the experiment. This analysis only considered a rough distribution of foci, which originated in the lower or upper half of the cylindrical sample.

3 CORRELATION ANALYSES

The correlation analysis was carried out for a moving time interval, throughout the entire loading time of the sample. For each position of the moving interval, we used the time series of the number of events x_i per time unit. The correlation analysis enabled the mutual influence of occurrence of ultrasonic signals to be judged on the basis of the values of correlation coefficients.

The cross-correlation coefficients of the two sequences are defined by the relation:

$$\rho_{12}(k) = \frac{1}{N-k} \sum_{i=0}^{N-k-1} (x_1(i+k) - \bar{x}_1)(x_2(i) - \bar{x}_2), \quad (1)$$

where $x_1(i)$ and $x_2(i)$, $i=1, 2, \dots, N$ are stationary series, $\bar{x}_1$ and $\bar{x}_2$ are the mean values, $k=0, 1, \dots, N-1$ and $\rho_{12}(k) = \rho_{21}(-k)$ for $k=-1, -2, \dots, -(N-1)$.

Since $\rho_{12}(k) < \rho_{12}(0)$ for $k \neq 0$, the values of the correlation coefficients normed by the zero correlation coefficient $\rho_{12}(0)$ are frequently referred to as correlation coefficients, i.e.

$$R_{12}(k) = \frac{\rho_{12}(k)}{\rho_{12}(0)} \quad (2)$$

It then holds that $|R_{12}(k)| \leq 1$ for every k .

Higher absolute values of correlation coefficients, and/or longer displacement intervals k , for which the correlation coefficients do not change sign and are high, indicate the existence of mutual influence of UE events, i.e. the occurrence of one event (or more past events) may be the cause of the generation of a further event (or of more future events). On the contrary, low values of correlation coefficients (close to zero in absolute value) indicate a more or less random relation between the two sequences of events, indicating that the UE events are not connected in any way.

Correlation analysis can thus be used to study the causal relation between the UE events and the stress-strain state of a rock. By cross-correlating the events of different zones, the mutual relationship between the processes of fracturing within individual zones can be assessed (events originating within one zone will affect the origin of events in another one).

The correlation analysis itself was carried using a moving interval of length T_c during the course of the loading of the sample. Two sequences of x_i events from the separate segments, occurring per unit time, were created for each position of the moving interval (or level of stress). This time unit equals the length of the subinterval, the length of which was the same for both segments. The length

of the subinterval was taken to be constant in all segments for each particular position of moving interval T_c . The length of the subinterval was chosen to preserve the same average number of events per subinterval for each position of moving interval T_c , where the average is calculated from all events generated in the time interval for the given position of the moving interval (i.e. the length of the subinterval was set regardless of the location of the events in the segments). This procedure guarantees that the correlated sequences of events from the segments have the same number of terms for each position of the moving interval, although these numbers differ for various positions of the moving interval.

The calculations of the cross-correlation coefficients were based on Eq. (1) with normalisation according to Eq. (2). In the described case the sample was divided by passing a horizontal plane through the sample's centre into two segments.

To assess the mutual influence of the occurrence of UE events, we calculated several of the first cross-correlation coefficients: $R_{12}(0)$, $R_{12}(1)$ and $R_{12}(-1)$. In the evaluation of the relations between the generation of the events within the segments and between them, we restricted ourselves to using correlation coefficient $R_{12}(0)$ and autocorrelation coefficient $R_{11}(1)$ only, because in this case it is not necessary to consider the differences caused by the different size of the time step of the transformed sequences of events, which is the consequence of choosing subintervals of various lengths.

4 LOADING EXPERIMENT

In comparison with most other materials, rock is extremely inhomogeneous largely because it is disrupted by systems of cracks of various scales: from micro-fissures due to irregularities in the crystal lattice, to macroscopically observable cracks. Under loading, these regions are inclined to become stress concentrators and brittle fracturing occurs in them. Depending on the actual conditions, further fracturing sometimes occurs in the neighbourhood of these stress concentrators if the load is increased, and nucleation centres of disruption are created. Depending on the inhomogeneity of the material and primary fracturing of the loaded sample, and the spatial distribution of the acting stress, the distribution of fracture locations also appears to be non-uniformly distributed.

When analysing the results of locating the foci of UE events on samples of migmatite, it was found that during the course of loading, the UE sources clustered into one or several limited volumes. In the experiments presented we restricted ourselves to analysis of sample with two nucleation centres.

The total number of events recorded by a single transducer during sample loading reached nearly

45,000 events (Fig. 1).

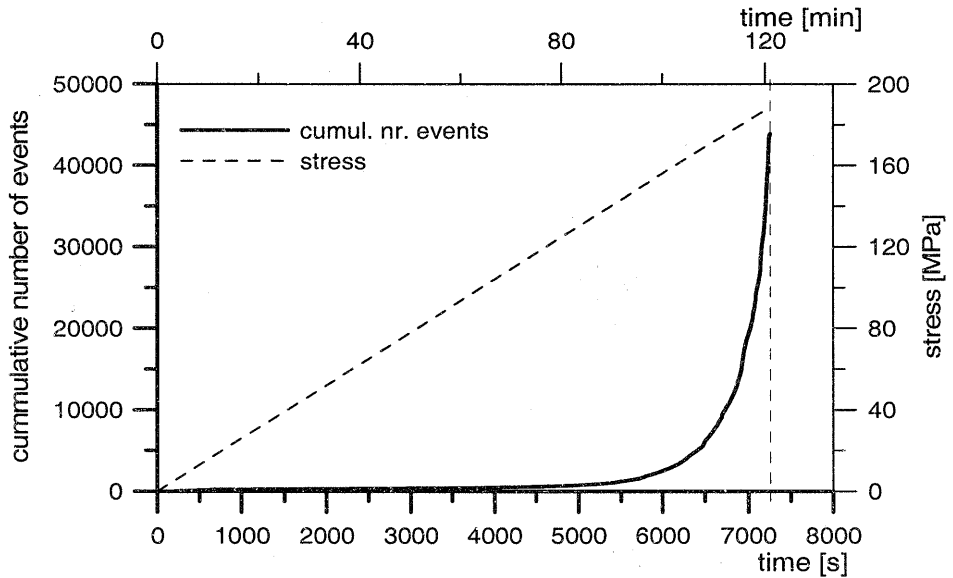


Figure 1. Cumulative number of events during the course of loading a migmatite sample.

The location of the UE events (Fig. 2) demonstrated that two centres of intensive fracturing in the upper and lower half of the sample existed. Under a load of 90 – 95% of the ultimate strength, the events clustered in the lower part of the sample and the clustering continued until total failure. Besides this nucleation centre, another also originated in the upper part of the sample when the load reached 94 – 100% of the ultimate strength.

All the data, regardless of the position of the foci, were subjected to autocorrelation analysis (Vilhelm et al. 2004). Autocorrelation analysis is defined by relation

$$\rho_{11}(k) = \frac{1}{N} \sum_{i=0}^{N-k-1} (x_1(i+k) - \bar{x}_1)(x_1(i) - \bar{x}_1) \quad (3)$$

When evaluating the results of the autocorrelation analysis, it is similarly to cross-correlation more convenient to use their normed values

$$R_{11}(k) = \frac{\rho_{11}(k)}{\rho_{11}(0)},$$

and because of symmetry it is only necessary to

evaluate the coefficients for $k > 0$.

The autocorrelation analysis was applied separately to all events located in the upper and lower half of the sample. Figure 3 shows a part of the results of the autocorrelation analysis applied to the time series of all events recorded by only one transducer. Table 1 summarises the parameters computed during the autocorrelation analysis. The results confirmed the trend in the behaviour of the tested autocorrelation parameters, i.e. the increases in the value of the first autocorrelation coefficient when the load exceeded approximately 90% of the ultimate strength, and the trend of linear decrease of the autocorrelation coefficients.

The result of the analysis applied to a particular subset of all recorded events, in the given case to a series of localisable events, was slightly different. As stated above, events that can be located are usually energetically stronger events, whose first arrival times could be recorded reliably and, hence, the focus of the event localised. With weaker events, of which there was a large number, the weak phase that corresponded to the first onset was most probably not recorded by one or more transducers.

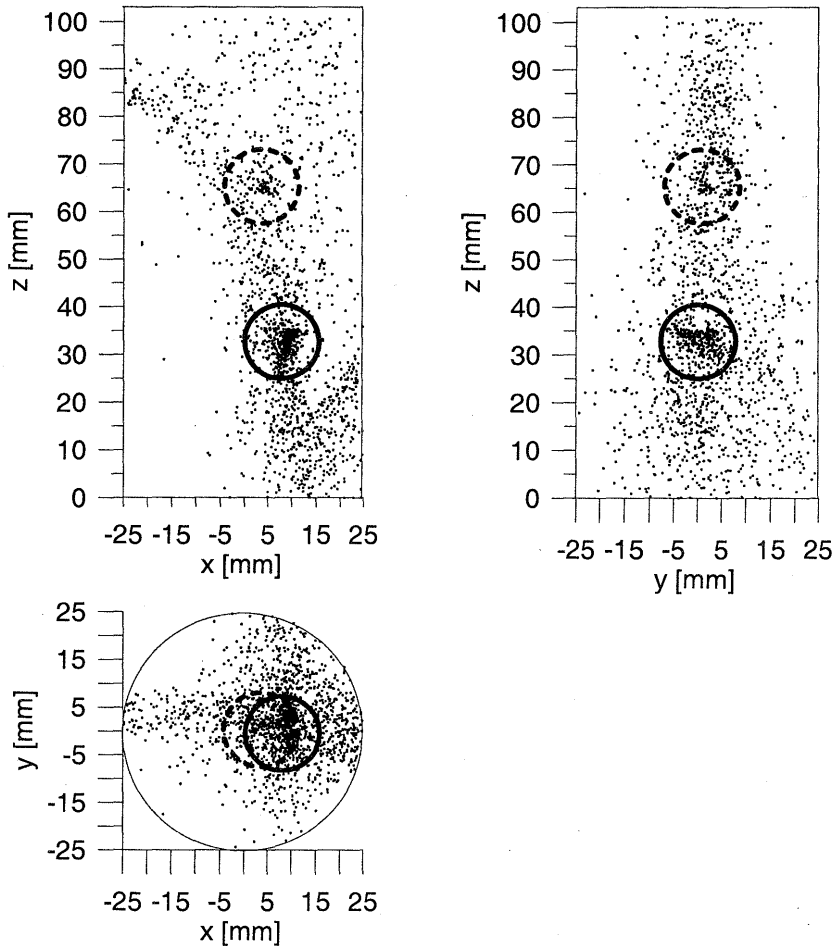


Figure 2. Spatial distribution of foci of located UE events. Circles denote the position of two nucleation centres.

The substitution of the first onset by another input with a larger amplitude then resulted in the system being unable to carry out the automatic location.

In this case, the autocorrelation analysis was usually unfavourably affected by the relatively small number of located events. Nevertheless, it was found that, in the time intervals of the intensive activity of both separate fracturing centres, the separately applied analysis displayed higher values of the first autocorrelation coefficients and a larger correlation radius for the events in the upper and lower half of the sample, than when the correlation analysis was applied to all located events together. Table 2 and Figure 4 summarise the comparison for

the time interval of 7,090 – 7,240 s, corresponding to a load of 97 – 100%.

When considering the case where two nucleation centres might develop, it was assumed that these centres might form in the upper and lower half of the sample, and therefore the sample was divided into only two parts for the spatial correlation. The correlation analysis was carried out for sample loads upward of 88% of the ultimate strength using moving intervals of length $T_c = 360$ s (i.e. the length corresponding to an increase in load by 5% of the ultimate strength) – Table 3. The chosen length of the interval guarantees a minimum number of 100

Table 1

Parameters of the autocorrelation analysis; analysis of series of all events (Fig. 1).

Beginning of interval	Load σ	$R(1)$		Approximation line			
		Coefficient of correlation r		Correlation radius	Number of points	Critical value	Critical value
sec	(% of strength)			sec		confidence 0.05	confidence 0.01
6500	89.53 - 91.60	0.22	0.83	10.50	24	0.423	0.537
6800	93.66 - 95.73	0.59	0.88	20.89	66	0.250	0.325
7090	97.66 - 99.72	0.76	0.97	16.43	199	0.195	0.254

Table 2

Parameters of the autocorrelation analysis for located events; comparison of the analysis of the series of all located events and of events located in the upper and lower half (Fig. 2). The initial time of the subinterval is 7090 s, corresponding to a load of 97.7% of the ultimate strength.

Localized events	$R(1)$		Approximation line			
	Coefficient of correlation r		Correlation radius	Number of points	Critical value	Critical value
			sec		confidence 0.05	confidence 0.01
all	0.29	0.79	10.12	12	0.532	0.661
upper half	0.70	0.96	17.68	5	0.755	0.875
lower half	0.61	0.92	18.23	7	0.666	0.798

Table 3

Cross correlation of series of UE events, generated in the upper and lower half of the volume of the sample. $R(1)$ denotes the first autocorrelation coefficient of the series of located events from the whole sample. $R_{11}(1)$ (and $R_{22}(1)$) is the first autocorrelation coefficient of the series of events in the lower (and upper, respectively) part of the sample. $R_{12}(0)$ is the first cross-correlation coefficient between the series of events with foci in the lower and upper part.

Interval	Number of events in moving interval T_{σ} upper part	Number of events in moving interval T_{σ} lower part	$R(1)$	$R_{11}(1)$	$R_{22}(1)$	$R_{12}(0)$
(% of strength)						
88 - 93	195	101	-0.12	0.02	0.08	0.05
89 - 94	205	114	-0.16	0.03	0.04	0.10
90 - 95	241	120	0.14	0.15	0.20	0.08
91 - 96	327	138	0.52	0.57	0.20	0.04
92 - 97	366	138	0.48	0.53	0.10	0.14
93 - 98	489	170	0.43	0.50	0.20	0.10
94 - 99	519	309	0.52	0.48	0.76	0.13
95 - 100	711	358	0.48	0.53	0.71	0.10

events in all analysed intervals, corresponding to the separate segments of the sample volume. The length of the intervals in this case is larger than the length of the moving intervals chosen for the time correlation analysis and, therefore, the values of autocorrelation coefficients $R(1)$ cannot agree with the corresponding coefficients of the time analysis.

Table 3 clearly indicates that there is no relation between the located events from the upper and lower part of the sample. This is shown by the values of the cross-correlation coefficients $R_{12}(0)$ between the transformed time series from the lower and upper half of the sample, which are close to zero. The autocorrelation coefficients $R_{11}(1)$ of the transformed time series of the number of events located in the lower half of the sample increase

appreciably once the load exceeds 90% of the ultimate strength. A similar increase of autocorrelation coefficients $R_{22}(1)$ occurs, but at a load equal to 94% of the ultimate strength. This fact also agrees with the observed time development and generation of the two nucleation centres.

5 DISCUSSION

Laboratory investigation of UE from loaded migmatite samples was concerned to correlation analysis of UE events series.

Under loads close to total fracture the number of UE events increases considerably within a short interval of time. The pulses are generated by the high level of stress, on the one hand, and by the redistribution of the local stresses when stronger

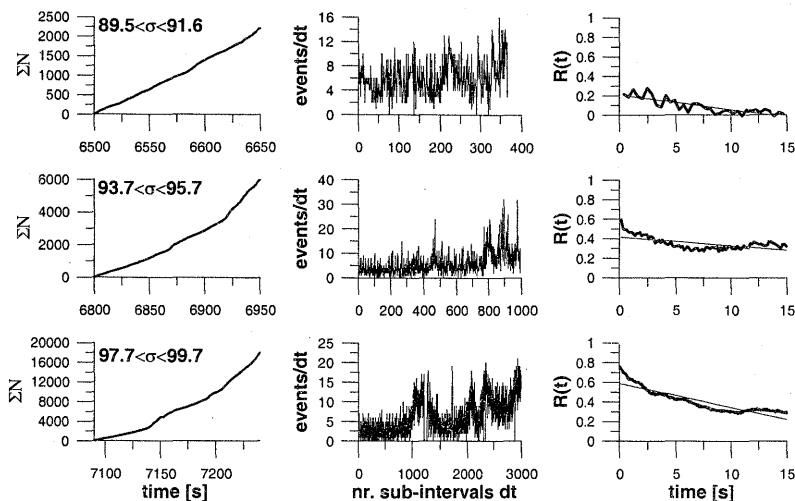


Figure 3. Autocorrelation analysis. The cumulative number of events, the transformed number of events in the subinterval of 150 s and the autocorrelation function are shown for selected subintervals (Tab. 1).

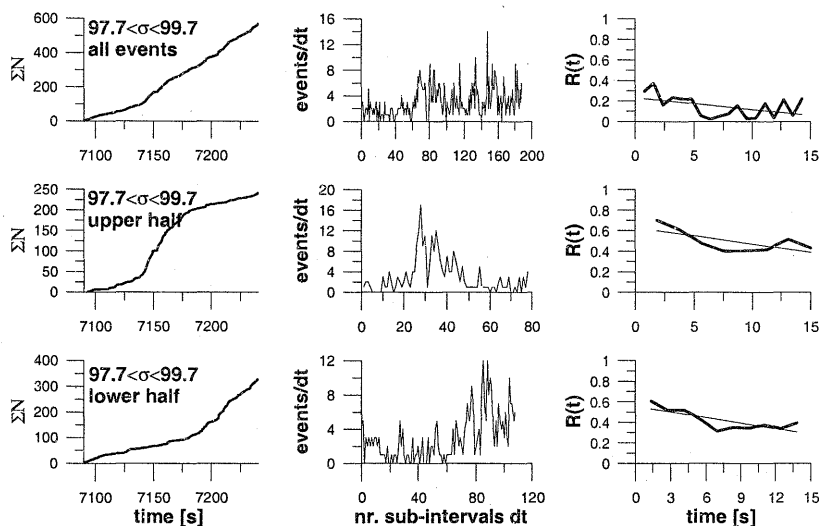


Figure 4. Autocorrelation analysis carried out separately for all localised events and then for events from the upper and from the lower half of the sample volume (Tab. 2).

pulses are generated, on the other. In this case, the stronger pulses are followed by an after-shock sequence, and one may assume that the generated events affect one another. This mutual influence is then the cause of the changes in the parameters of the autocorrelation function of the time sequence of UE events, which can be observed in the separate

partial time intervals.

It was found that from a load of 94% of the ultimate strength to the end of loading, the autocorrelation coefficients fit a straight line and their values are substantially higher than for lower loads. The changes of the autocorrelation coefficients from a particular load display the

character of the forecast of the unstable condition of the sample, or of its future fracturing. Similar interpretation of mutual influence of microfracturing origin was observed also during model simulation of the fracturing process (Reuschlé 1998, Diderichs 2003).

The two observed nucleation centres were not generated under the same load. The centre in the lower part of the sample was formed once 90% of the ultimate strength had been reached, whereas the centre in the upper part was created when 94% of the ultimate strength had been reached. Table 3 indicates that the first autocorrelation coefficient $R_{11}(1)$ was between 0.5 – 0.6 for a number of events in the lower part, whereas the first autocorrelation coefficient $R_{22}(1)$ in the upper achieved values as high as 0.7. Furthermore, both these parts of the sample (or the two independent nucleation centres) practically did not affect one another, as indicated by the low values of the cross-correlation coefficient $R_{12}(0)$ given in Table 3.

The location of the foci of UE events was carried out only for a portion of the recorded pulses. The calculation of the position of the foci of the separate UE events depended on the amount of energy and, in particular, on the reliable reading of the first onsets. An example of the comparison of the calculation of autocorrelation coefficients derived from the series of all recorded events, and only from events whose focus could be localised, is shown in Figure 4 for the loading interval immediately preceding total failure of the sample.

It was found that the values of the autocorrelation functions, which were obtained at a loading level of 97.7 – 99.7% of the ultimate strength for the series and limited to localised UE events from the whole volume of the sample, display no prognostic properties (Fig. 4, top). Apart from this, however, the prognostic character of the values of autocorrelation coefficients, calculated separately for disjunctive series of events, localised in the upper and lower parts of the sample, is preserved, i.e. they display increased values of correlation coefficients and a linear decreasing trend. The autocorrelation analysis, carried out separately, therefore, agrees with the results of the autocorrelation analysis of the series of all emitted events (Fig. 3), the number of which was about 30 times larger than the number of events, whose foci could be localised.

This result provides a significant practical conclusion: when recording UE or microseismic activity in situ not all the events have to be localised.

6 CONCLUSIONS

From the location of foci of UE events in loading migmatite samples, it was found that sometimes one nucleation centre is created prior to total failure, at

other times several such nucleation centres are created. The generation of nucleation centres depends on the internal structure of the samples themselves. The results of the autocorrelation analysis of time series of all recorded UE events shows that once the load reached 94% of ultimate strength, the parameters of the autocorrelation coefficients change and that they can be interpreted as precursors of total failure.

The localisation of the UE events was carried out only for a portion of the total number of recorded events, for which the accuracy of reading the first onsets allowed the required accuracy of determining the position of the event's focus to be achieved. By applying the autocorrelation analysis separately to events that corresponded to different nucleation centres it was found that, even in this case, the parameters of the autocorrelation coefficients display a precursory character.

ACKNOWLEDGMENTS

Basic part of presented results was carried out in the laboratories of Institute of Rock Structure and Mechanics, Academy of Sciences. A part of this work was supported by The Grant Agency of the Czech Republic, grants No. 205/04/0088, No. 205/06/0906 and Institutional Research Plan No. AVO Z30130516.

REFERENCES

- Diderichs, M.S. 2003. Manuel Rocha Medal Recipient Rock Fracture and Collapse Under Low Confinement Conditions, *Rock Mech. Rock Engng.*, 36 (5): 339–381.
- Reuschlé, T. 1998. A Network Approach to Fracture: The Effect of Heterogeneity and Loading Conditions, *Pure Appl. Geophys.* 152: 641–665.
- Rudajev, V., Vilhelm, J., Lokajčėk, T. 2000. Laboratory studies of acoustic emission prior to uniaxial compressive rock failure, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 37, (4): 699–704.
- Veverka, J., Rudajev, V., Vilhelm, J., Lokajčėk, T., Číž, R. 2001. Ultrasound Emission as a Tool for Evaluation of Rock Instability - Laboratory Study. *Proceeding of the Fifth International Symposium on Rockburst and Seismicity in Mines "Dynamic Rock Mass Response to Mining"*, South Africa: 191–197.
- Vilhelm, J., Lokajčėk, T., Rudajev V. 2004. Utilizing of Ultrasonic Emission to the Prediction of Rock Sample Instability, *Acta Geodynamica et Geomaterialia*, 1, (133): 97–101.

A methodology for rock TBM selection based on geotechnical hazards mitigation

J. Khademi, K. Shahriar & M. Sharifzadeh,

Department of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT: Geological uncertainties and unexpected ground conditions have always been two major problems for the tunneling industry. As demand for the development of new underground structures, even in difficult ground conditions, has increased, probable hazards considerations in different tunneling methods have become even more important. This paper is to discuss rock TBM selection based on geotechnical hazards mitigation. A specific approach was developed using a decision tree. Three types of rock tunneling machines including open, single shielded and double shielded TBM, therefore, were compared based on geotechnical hazards which they may encounter during excavation in difficult ground conditions such as squeezing, fault zones, water ingress, tunnel face and walls instability. Based upon this study, the most appropriate tunneling machine for Nosoud water conveyance tunnel excavation was selected.

1 INTRODUCTION

The tunnel boring machine (TBM) can be an optimal tunneling device under ideal geological conditions. Such idealized rock conditions will eliminate support problems, instability at face and grippers, frequent cutter changes, and water problems. But nature seldom provides the ideal geologic characteristics. The fundamental problem is always determined by the physical and geotechnical heterogeneity of the rock mass in which the tunnel is to be excavated (Barla & Pelizza 2000). The expected performance of TBM will be affected, if the selected TBM is not the most appropriate one. There are different methods for selection of tunneling methods in soft ground and rock. The AITES/ITA Working Group No. 14 has published four standards in "Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs)". However, these standards provide some general guidelines for selection of tunneling techniques. On the other hand, its application with regard to Iran geological conditions is required to be reviewed. So a good decision analysis must be performed during decision making process for selection of the most appropriate TBM which could match the job.

A specific approach developed for resolving these problems using a decision tree. The new approach is verified by its application to selection of a reliable tunneling machine for Nosoud water conveyance tunnel project.

2 ROCK TBMs

There are different classification schemes for tunnel excavation machines, based on different classification purposes. For example Italian Tunneling Association has classified tunneling machines into rock and soft ground tunneling machines. Rock tunneling full face machines can be grouped into three main categories: Unshielded TBM (i.e. open TBM), Single Shielded TBM and Double Shielded TBM.

3 GEOTECHNICAL HAZARD CONSIDERATION

A geotechnical hazard for the use of TBM excavation can be defined as a difficult ground condition where the selected TBM can not operate so well as expected performance (Barla & Pelizza 2000). Geotechnical hazards are often appeared because of insufficient geological-geotechnical studies and can cause serious consequences during tunneling operation. Even though a definite degree of geotechnical hazard is expectable using any kind of TBM, selecting the right TBM will decrease it as minimum as possible. Main geotechnical hazards include rock hardness and abrasivity, tunnel face and walls instability, fault zones and squeezing behavior and common mitigation measures is given in Table 1. Presence of groundwater may worsen the situations.

Table 1. Main geotechnical hazards and their common mitigation measures (Khaderni 2006)

Geotechnical hazards	Mitigation measures
Borability (hardness, abrasivity)	- Use of larger discs - Resistant steel (with costs consideration) - Higher torque
Walls instability (often encountered by open TBM)	- Support systems such as steel arches, shotcrete installed behind cutterhead - Pretreatment by injection holes
Face instability	- Rock bolt (blocky ground) - Shotcrete (soft and raveling ground) - Grill bars
Fault zones	- Probe drilling - Ground improvement - Segmental lining - Freezing - Drainage holes (if high pressure water present)
Squeezing	- Over cutting - Use of lubricator such as Bentonite - Prevention of Machine break downs - Increase thrust of longitudinal jacks
Water inflow	- Probe drilling - Drainage - Pre-injection - Freezing

2- Determination of homogenous geological units in tunnel alignment.

3- Geotechnical and geomechanical characterization of each unit, quantifying the geological and geomechanical uncertainties associated with each unit using probabilistic procedures.

4- Definition and determination an acceptable vulnerability index for geotechnical hazards.

5- Assess geotechnical hazards may be encountered during tunneling.

6- Establish a framework for selecting the optimum excavation technique using the decision-tree technique.

7- Determine the most appropriate TBM on the basis of a detailed decision analysis.

This paper deals mainly with the last three aspects. The decision tree is described in section 5.

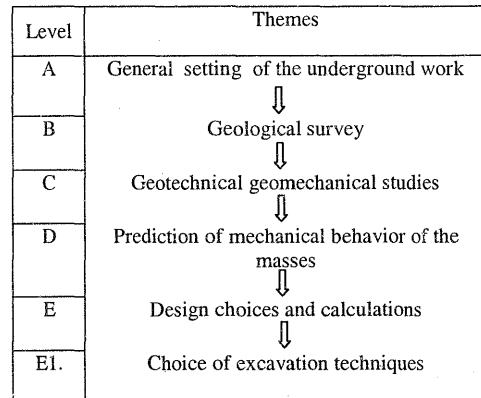


Figure 1. General considerations for selecting excavating techniques (AITES/ITA 2000)

4 DEVELOPED METHOD

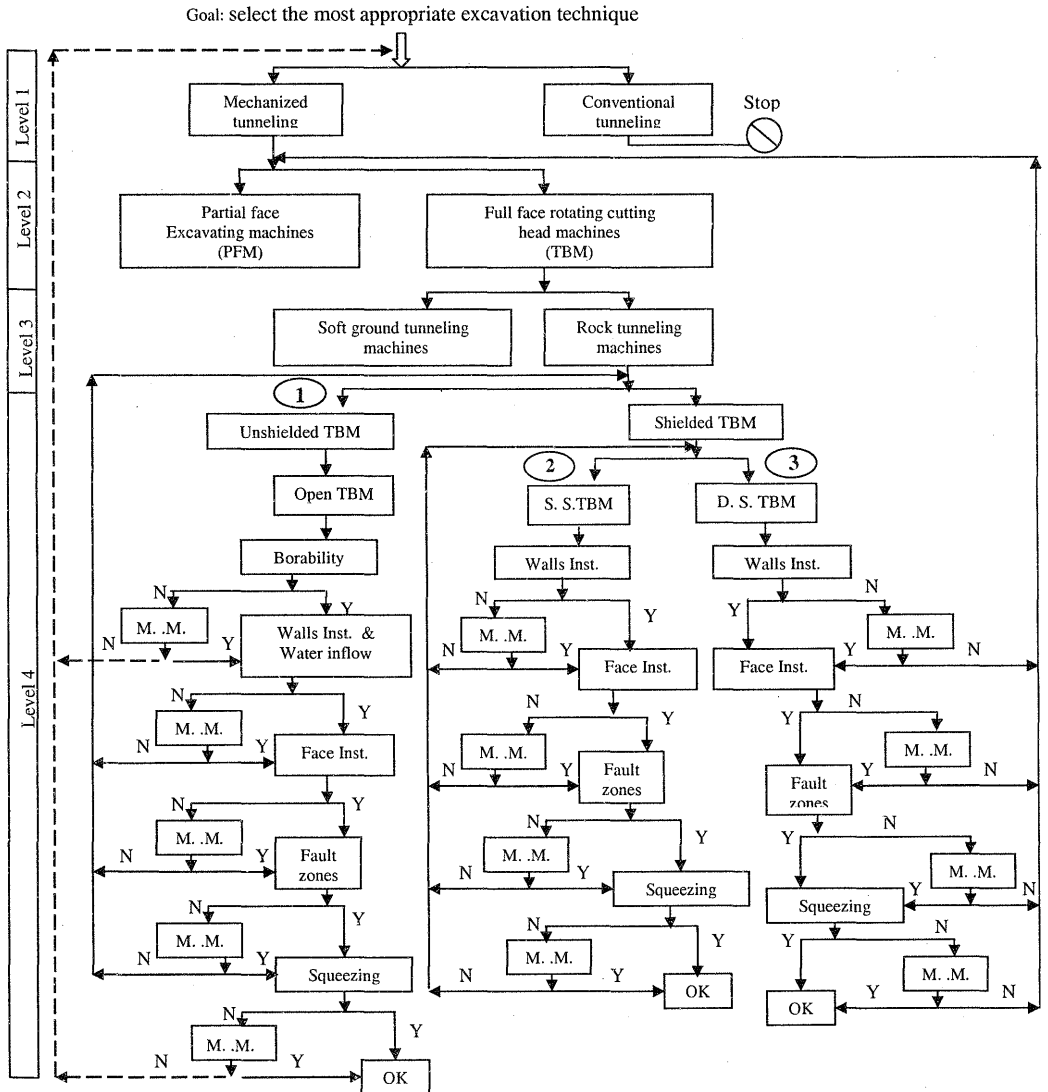
The Italian "Guidelines for the Selection of TBMs" has proposed a general scheme for selecting proper tunneling technique. However, this general approach is not efficient for specific mechanized tunneling technique, considering geotechnical hazards. Figure 1 shows the general scheme for selecting excavation technique proposed by Italian Tunneling Association.

The proposed approach for selecting the most appropriate TBM mainly include geotechnical hazards considerations and involves integrating the following essential elements:

1- Available geological and geotechnical data of the tunnel alignment.

5 THE DECISION TREE

Decision tree is an efficient technique among other decision aids which help decision maker select an alternative or more through various alternatives based on specific criteria. Selection of Tunneling machines can be performed based on different criteria such as costs, time scheduling, geological conditions, etc. The specific decision tree proposed by the authors for geotechnical hazards mitigation based selection of rock tunneling machines is illustrated in Figure 2.



Walls Inst. : Walls Instability
S. S. TBM: Single Shielded TBM
Face Inst. : Face Instability
D. S. TBM: Double Shielded TBM
M. M. : Mitigation Measures
Y: Yes
N: No

Figure2. General decision tree for selecting the most appropriate rock TBM (Khademi, 2006)

In this decision tree decision making in each level is based on criteria as following:

Level 1:

- Tunnel location (urban area, portals availability)
- Tunnel geometry (length, diameter, shape and curve)
- Surface constraints
- Environmental aspects (noise, vibration, safety)
- Design constraints (time and cost of project)

Level 2:

- Tunnel geometry
- Geotechnical and geomechanical parameters
- Excavation capability of the selected equipment

Level 3:

- Definition of soft ground and rock

Level 4:

- Geotechnical hazards
- Capability of mitigation measures in reduction the geotechnical risk and
- Accepting or ejecting the final geotechnical risk according to acceptable vulnerability index.

Generally speaking, the most reliable machines are the simple ones as they have the least amount of equipment that can break down (Barla & Pelizza 2000). So, after level 3 in the decision tree, one should choose route 1 including Open TBM, if this machine is not appropriate, then route 2 and 3. With each TBM reaches a geotechnical hazard, two states may be appeared, the condition is such that machine either can easily pass it or can not (low or high risk). If machine can pass it (Yes) one should go to another hazard. But, if machine can not pass it or may hardly pass it (No), one should select mitigation measures. After mitigation measures two states may appears including either acceptable or not acceptable risk level. If risk level is acceptable (Yes) one can go to another hazard. But, if it is not acceptable one (No) one should search another excavation technique.

This decision tree has following features:

- One excavation technique certainly is selected.
- A full face mechanized tunneling machine is preferably selected.
- The shortest route assigned to selecting the right TBM.
- Selection of the right TBM is based upon simplicity, easiness and cheapness.
- Risk level is always acceptable.

6 NOSOUD WATER CONVEYANCE TUNNEL

The 48 km long Nosoud tunnel is one of the longest water transfer project in Iran which is consisted of two lots. The second lot of this tunnel is being excavated by a 6.73 m diameter double shielded TBM in rock. The tunnel passes through several formations with rock mass conditions varies from weak to good, with RMR ranging from 17 (in fault zones) to 75. Based on the field engineering geological investigations the main lithological units consist of shale, limestone and marl layers. The maximum depth of tunnel is 1000 with the average depth equal 400 m. The groundwater level varies from 30 to 340 m above the tunnel crown. The typical geological and geotechnical situations of the project are illustrated in figure 3 with the longitudinal profile of lot 2. (Imenazan 2004).

6.1 Selection of TBM for Nosoud Tunnel

Selection of TBM for Nosoud Tunnel was performed based on a detailed decision analysis. According to the project owner three following factors must be provided during the decision making process:

- 1- Minimum geotechnical problems (low risk).
- 2- Acceptable reliability.
- 3- Project duration correspond to the scheduling.

Selecting the right TBM using the proposed decision tree in figure 2 involves the following steps:

Level 1

The two possible alternatives for construction of Nosoud Tunnel (lot 2) are:

- Mechanized excavation using a TBM, or
- Conventional excavation using drilling and blasting method.

Application of conventional excavation method to lot 2 is limited by design constraints (i.e. time of project). On the other hand, this tunnel is a water transfer one, so application of a TBM with a circular shape is preferable.

Level 2

Decision making in this level is choosing one of the two possible methods:

- partial face excavating machines (PFM), or
- full-face, rotating cutterhead machines (TBM).

Use of PFMs for this tunnel is limited by high abrasivity in some sections along the tunnel alignment. The shape of the tunnel is also the other factor affecting the choice in this step.

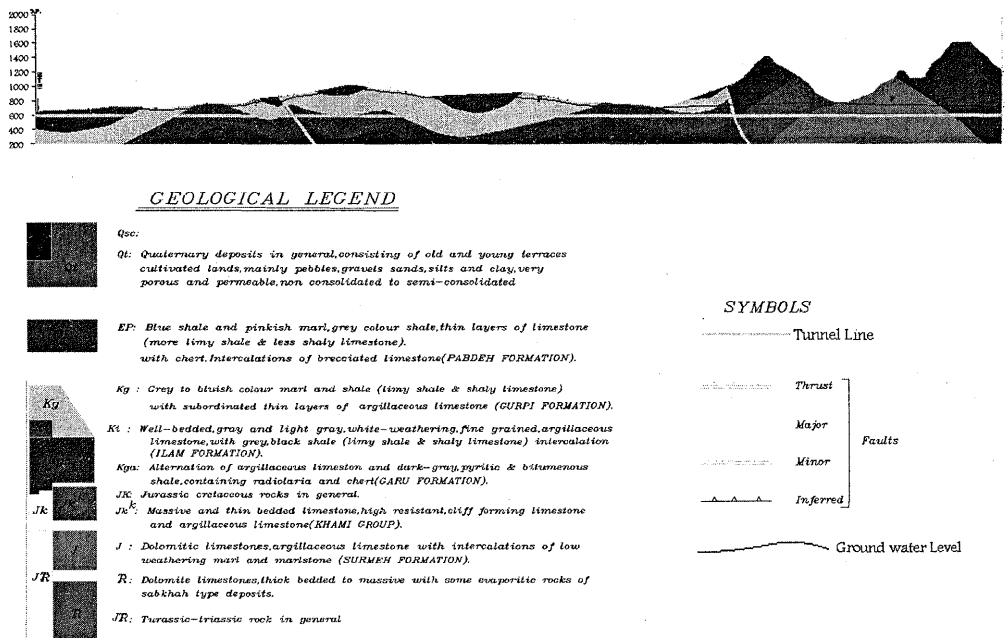


Figure3. Longitudinal geological profile of Nosoud Tunnel (lot 2) (Imenazan, 2004)

Level 3

The suitable alternative in this stage selected based on the definition of soft ground and rock. Almost the entire length of the tunnel passes through rock layers. So the rock tunneling TBMs are rationally selected.

Level 4

The main part of machine selection is focused in this stage. So three rock tunneling TBMs are compared based on geotechnical problems may be encountered during tunneling operation. To start this stage, the Open TBM is selected. An open machine is simpler, cheaper, easier to steer, and in all except the worst conditions less likely to become trapped. Applicability of the machine is evaluated.

-borability

Based on the field geological and geotechnical investigation, major part of tunnel alignment consisted of good quality rock masses and Open TBM may be supposed suitable. Abrasivity and hardness of rock masses, however is a main problem in some sections of tunnel. Dealing with this problem with some mitigation measures given in Table 1 is easily possible.

- walls instability and water inflow

With presence of shale and marl layers in some sections of the tunnel, walls and roof instabilities is probable. On the other hand, the joined rock masses in other strong rock formations may cause structural instabilities. The presence of groundwater in formations such as Jkk with high permeability may worsen the situations. The gripping system in this machine limits its application in such unstable situations. The use of a shielded TBM to provide continuous tunnel walls support, therefore is inevitable for 20 percent of tunnel alignment. These reasons on one hand and low acceptable risk from the project owner on the other hand, make the decision makers consider a shielded TBM. This raises the question as to whether a double or single shield should be used. The shorter single shield is less likely to get stuck, but it is inherently slower than the double, as it relies for its thrust and torque reactions on the lining. In this stage the single shielded TBM is selected. Since a precast concrete or steel lining (or pre-lining) inside and under the protection of the shield can be installed, walls instability is not a serious problem for shielded TBMs.

- Face instability

Based on tunnel face stability analysis encountering this phenomenon in shale and marl is expectable. If this instability appeared and water inflow could not cause raveling ground, it would be overcome by mechanical support by cutterhead. Ground improvement can be executed if necessary.

- Fault zones

Shear zones investigated during tunnel alignment consist of three main fault zones which because of their thin fractured and shear zones, don't cause any significant problem to shielded TBMs in passing through.

- Squeezing behavior

Ground squeezing behavior should be well evaluated when using a shielded TBM. A single shielded TBM because of its shorter shield in comparison with a double one has advantages in this situation. On the other hand a double shielded TBM because of its continuous operation in excavation and segment installation has more advantages. So the exposed time is shorter in this machine.

In some sections of tunnel because of highly thick overburden and weak and water bearing layers appearance of this phenomenon is probable. So in sections in which overburden thickness is high and rock masses of clayey limestone or marl present, this behavior is expectable. In formation J which is mainly consisted of marl layers, appearance of swelling behavior is also probable.

Dealing with this problem is mainly accomplished using the mitigation measures in Table1. In such a situation one of the best solution is reducing the work stoppage as minimum as possible.

6.2 The selected TBM

The ideal TBM to be selected must have the following main characteristics:

- 1- Excavation of a wide range of conditions from weak to rock;
- 2- Capability of precast concrete segments installation;
- 3- High advance rates
- 4- Work in difficult ground conditions such as tunnel walls and face instability and squeezing.

The results of tunnel walls and face stability analyses have indicated that application of open TBM is limited. Based on the distribution of different geological units along the tunnel alignment, it is clear that the length of different tunnel sections is not limited for the use of a shielded TBM. On the other hand, according to limits of project time and the low acceptable risk from the project owner, a double shielded TBM because of its continuous

operation and more flexibility when dealing with difficult ground conditions is selected.

7 CONCLUSIONS

Based on the analyses presented, the following conclusions can be drawn:

- 1- Decision analysis is an effective tool in helping designers and decision maker to make practical choices.
- 2- Based on the newly developed approach the most appropriate TBM is one which has the minimum risk level either before or after mitigation measures execution.
- 3- An Open TBM may be seemed the most appropriate tunneling machine regarding to common criteria such as project time and cost, but it can be the worst one based on geotechnical hazards considerations.
- 4- On the basis of the proposed approach the appropriate TBM for Nosoud tunnel excavation is a shielded one, which according to the low acceptable risk level a double shielded TBM was selected.

REFERENCES

- AITES/ITA Working Group No. 14, 2000. "Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs)". www.ita-aites.org.
- Barla, G., Pelizza, S. 2000. "TBM tunneling in difficult ground conditions". Geoeng, Melbourne, Australia.
- Imenazan consulting Eng. 2004. "Nosoud Tunnel construction method". No. 142-00. pp 140.
- Khademi, J. 2006. "A methodology for selection of TBM according to geotechnical conditions". M.Sc. thesis, Department of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran Polytechnic, Iran.

Nefise Akçelik ve Sarayköy Tünelleri'nin yönetiminde uzman sistem uygulaması

An expert system application for Nefise Akçelik and Sarayköy Tunnels

B. Koçak & H. Karaoğlu

EMAY Uluslararası Müh. Müş. ve Tic. Ltd. Şti.

M. Vardar

I.T.Ü. Maden Fakültesi

ÖZET: Uzman sistemler, en genel anlamı ile, insanın düşünme yöntemini ve mantığını taklit eden bilgisayar programlarıdır. Yazılımlar hazırlandıkları konuda bilgiyi toplamakta, depolamakta, ilişkilendirmekte, sorunlar karşısında verileri değerlendirerek seçenekler oluşturmakta ve çözüm önerileri getirmektedir. Bu çalışmanın amacı; tünel yönetimi olarak da tanımlanan yeraltı kaya yapılarının denetimi ve yönlendirilmesi çalışmaları için hazırlanmış bir uzman sistemin sorunlu iki tünelde denemesi ve uzman sistemlerin yeraltı kaya yapıları mühendisliğinde kullanılabilirliğinin değerlendirilmesidir.

ABSTRACT: Expert systems can be defined as computer programs, which imitate human thinking methodology and logic. Programs collect and save data, relate them and create alternatives for problem solutions. The aim of this study is the application of an expert system, which is constituted for supervising and management of underground rock structures, at two problematic tunnels and determination of its applicability.

1 YERALTI KAYA YAPILARI YÖNETİMİ

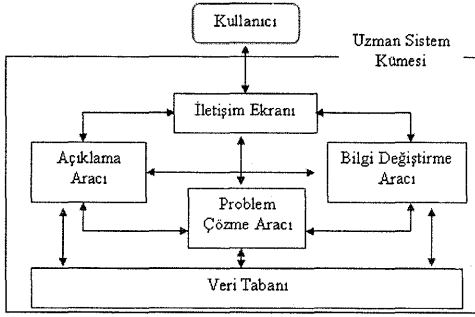
1.1. Yapay Zeka ve Uzman Sistemler

Yapay Zeka, bilgisayar bilimlerinin bir dalıdır. Bilimin temeli, bilgisayarların olayları algılayabilmeleri ve olayları çözebilmeleridir. Uzman sistemler yapay zeka uygulamalarında sıkça kullanılan yazılımlardır. İnsanın düşünme yöntemini ve mantığını taklit etmesi için hazırlanan bu sistemler belirli bir konuda hazırlandıkları için uzman sıfatıyla anılmaktadır. Uzman sistemler kullanıldıkları alanda bilgiyi toplamakta, depolamakta, verileri birbirleri ile ilişkilendirmekte, sorunla karşılaşılması durumunda verileri değerlendirerek seçenekler oluşturmakta ve çözüm için öneriler getirmektedir (Zabel ve Hempel, 2000).

Uzman sistemler, genel olarak iki kategoride sınıflandırılmaktadır. Bunlardan ilki yüksek oranda belirsizliklerin ve değişkenlerin olduğu ve çok sayıda kombinasyonların kurulmasının gerektiği alanlar için hazırlanmış yazılımlardır. Diğer sınıf yazılımlar ise, kesin matematiksel model oluşturulmasının zor olduğu alanlarda kullanılmaktadır. Bu yazılımlar, genellikle gündelik

yaşamda karşılaşılan problemlerin çözümünde tercih edilmektedir. Uzman sistemler, karşılaştıkları sorunları çözebilmek için iki özelliğe ihtiyaç duymaktadırlar. Bunlar veri tabanı ve çıkarım-karar motorudur. Bilgi veri tabanına kaydedilirken gerçekler (Facts) ve kurallar (Rules) tanımlanmakta ve bunlar birbirleri ile ilişkilendirilmektedirler. Örneğin "bazalt sağlam bir kayadır" denildiğinde bazalt ve kaya birer nesne, bazaltın kaya olması bir "gerçektir". Sağlamlık ise, onlar arasındaki ilişkidir. Bu ilişkinin ne zaman doğru olacağını belirleyen ifadeye kural denir. "(Eğer) bazalt ayrışmamış ise sağlam bir kayadır" denildiğinde "ayrışmamış" ifadesi kuralı tanımlamaktadır (Dilger, 2005. Hartmann, 2003). Programlama dillerinde kurallar eğer-ise ifadeleri ile tanımlanmakta ve-veya ifadeleri ile desteklenmektedir. Şekil 1'de uzman sistemlerin temel yapısı gösterilmiştir.

Yeraltı kaya yapısı yerkabuğu içinde herhangi bir boşluğun açılmasından sonra bu boşluğu çevreleyen ana kayadan oluşan, mühendislik açısından yeterli ve güvenli taşıyıcı sistemlerdir.



Şekil 1. Uzman sistemlerin yapısı.

1.2. Yeraltı Kaya Yapıları Yönetiminde Uzman Sistemler

Kayanın kazı sırasında karşılaşılan niteliklerinin saptanması ve değişimlerinin sürekli olarak izlenmesi yeraltı kaya yapısının denetim çalışmalarını, önlem alınmasını gerektiren durumlarda izlenmesi gereken yöntem ve işlemlerin belirlenmesi ise yönlendirme çalışmalarını oluşturmaktadır. Denetim çalışmaları kapsamında ayrıntılı mühendislik jeolojisi ve jeoteknik araştırmalar yapılmaktadır. Yapım sırasında sağlanan çok sayıda veri birbirleri ile ilişkilendirilerek incelenmek zorundadır. Uzmanlık ve titiz çalışma gerektiren denetim çalışmaları yapılmadığında ise tünelde aşırı deplasmanlarla karşılaşılabilme ve göçükler olabilmektedir. Yeraltı kaya yapılarının yönetimi olarak adlandırılan bu çalışmalar sırasında yerdeğiştirmelerin ikincil gerilme koşulları altındaki değişimi zamana bağlı olarak değerlendirilmektedir. Hesaplanan yerdeğiştirme hızları ve ivmeleri önlem alınmasını gerektiren zamanı belirlemektedir.

Yeraltı kaya yapıları mühendisliğinde zamana bağlı deformasyonlar üç farklı fonksiyon oluşturabilmektedir. Bunlar (Vardar, 2005):

İlk dönem (azalan deformasyonlar):

$$\ln u_{v,h} = a_{pri} \ln t + k_{pri} \quad (1)$$

İkinci dönem (sabit hızlı deformasyonlar):

$$u_{v,h} = a_{sec} t + k_{sec} \quad (2)$$

Üçüncü dönem (hızlanan deformasyonlar):

$$u_{v,h} = k_{ter} e^{(a_{ter} t)} \quad (3)$$

Bu kapsamda yeraltı kaya yapılarının denetimi ve yönlendirilmesi için kullanılabilecek bir uzman

sistemin oluşturulmuştur. Bu çalışmada yerinde gözlem, ölçüm ve izleme verilerinin zamana bağlı ikincil gerilme oluşumları (σ , τ) ve deformasyonlar (u , ϵ) dikkate alınarak, $f(\sigma, \epsilon, t)$ ilişkisine dayalı bir uzmanlık yaklaşımı geliştirilmiş, Uzman Sistem ile Tünel Analizi (USTA) olarak adlandırılan bu yazılım sorunlu iki tünelde denenmiştir.

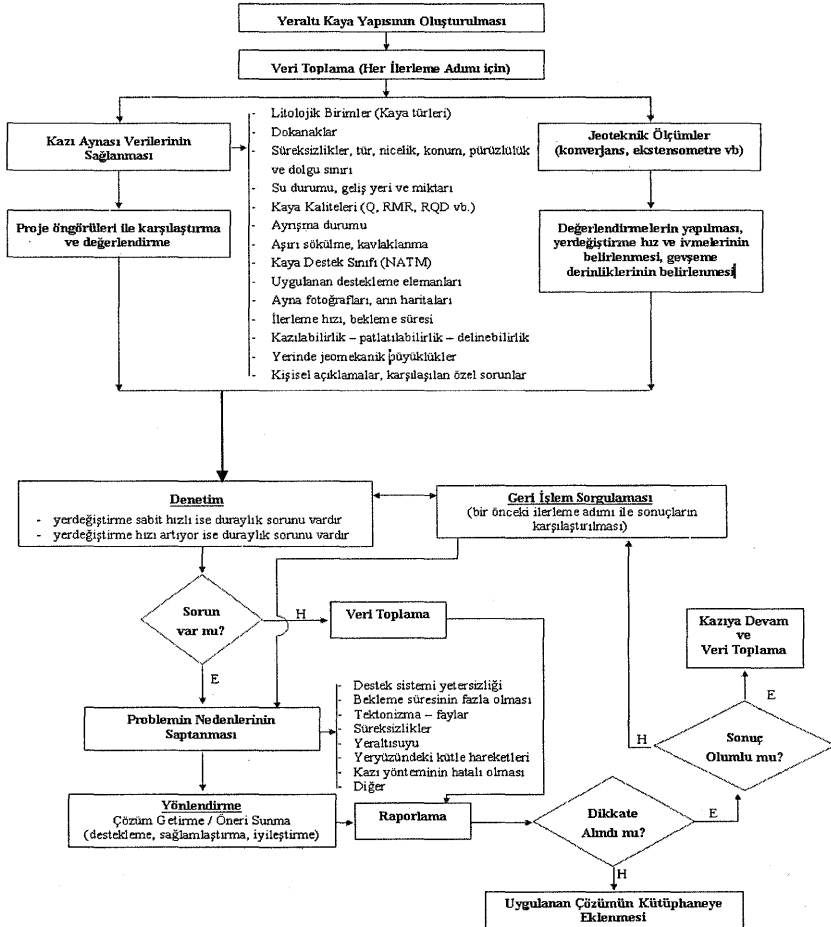
Visual Basic 6.0 adlı programlama dili kullanılarak hazırlanan USTA'nın özellikleri, kullanım alanları ve sınırları aşağıdaki gibidir:

- USTA, veri tabanı olarak, 7 farklı Ms Access dosyası oluşturmaktadır. Proje bilgileri, mühendislik jeolojisi verileri, dokanak sınırları, litoloji, konverjans ölçümleri, örnek proje kütüphanesi ve mekanik sondaj logları bu dosyalara ayrı ayrı kaydedilmektedir.
- USTA'ya 1000 metre uzunluğunda 65 farklı proje kaydedilebilir.
- USTA her kazı ilerleme adımı için aynada çekilen 6 farklı fotoğrafı açıklamaları ile birlikte kaydedebilmektedir. Fotoğraflar veri tabanında saklandığı için kullanıcının fotoğrafları ayrıca bilgisayarının sabit diskinde saklamasına gerek kalmamaktadır.
- USTA, Ms Word ve Ms Excel ile etkileşimli çalışmaktadır. Rapor ve grafikler *.doc veya *.xls uzantılı olduğu için kolayca saklanabilmekte veya paylaşılabilmektedir.
- USTA'ya tünel aynasında karşılaşılan birimler ve dokanak sınırları çizilebilmekte, süreksizlikler kaydedilebilmektedir. Ayna kesitleri arasında ileri-geri tuşları ile kolayca geçiş yapılabilme, ilgili kilometrelere ait mekanik sondaj verilerine erişilebilmektedir.
- USTA, Q ve RMR sınıflama sistemlerini kullanarak kaya kalite sınıflaması yapmakta, kesite ait NATM sınıfını belirlemektedir.
- USTA, VARDAR yöntemini (Vardar, 1977) kullanarak yerinde (in-situ) kaya parametrelerini hesaplayabilmekte, elde edilemeyen veriler için kullanıcıya öneriler getirebilmektedir.
- USTA, arazide kullanılan destek sistemleri ile projede öngörülen destekleme sistemlerini karşılaştırmaktadır.
- USTA, sürekli sağlanan konverjans ölçümlerine göre yerdeğiştirme hız ve ivmelerini hesaplamakta, değişiklikler karşısında kullanıcıyı uymaktadır. Aşırı yerdeğiştirmelerle karşılaşılması durumunda ise sorunun olası nedenlerini saptamakta, çözüm önerisi getirmekte ve bunları raporlamaktadır.

j) USTA; sahip olduğu örnek proje kütüphanesi ile kendisini geliştirebilmekte, gerektiğinde farklı projelerde uygulanmış çözümleri de kullanıcıya sunmaktadır.

Yazılım özellikle NATM uygulamalı tam veya parçalı kesit kazılar için uygun olup, algoritması Şekil 2’de gösterilmiştir.

yönleri için ayrılmış çift şeritli tüpleri olan ve 3776 metre uzunluğuyla da halen ülkemizin projelendirilmiş en uzun karayolu tüneldir. Tünelin tasarım derinliği giriş ve çıkış portallerinde 33 m olup, güzergah boyunca 75 ile 375 m arasında değişiklik göstermektedir.



Şekil 2. Yeraltı kaya yapılarının denetimi ve yönlendirilmesinde uzman sistem algoritması.

2 NEFİSE AKÇELİK (HAPAN) TÜNELİNDE USTA'NIN UYGULANMASI

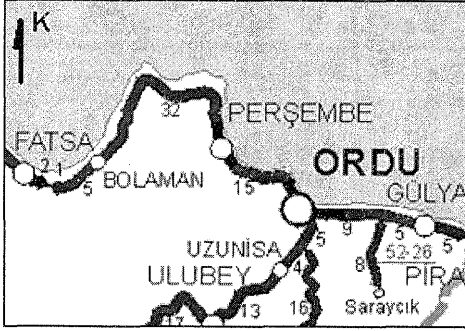
2.1. Proje Bilgileri

Karadeniz sahil yolu projesi kapsamında inşa edilen ve Bolaman-Perşembe arasında yer alan 5 tünelden birisi olan Nefise Akçelik tüneli gidiş ve geliş

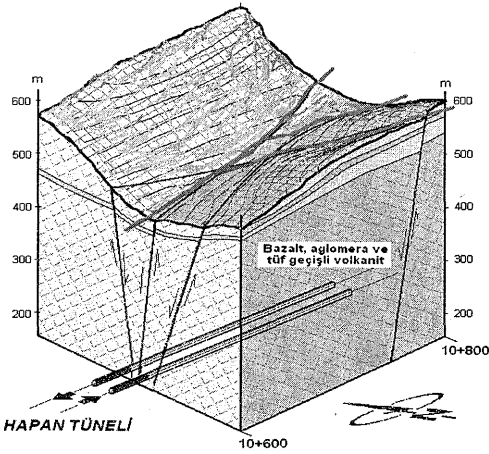
Tünelin sol tüpünde Km 10+683.00-Km 10+800.60, sağ tüpünde ise Km 10+693.10- Km 10+742.10 arası sorunlu kesim olarak nitelendirilmiştir. Bu kesimde derinlik 375 m olup, proje kriterlerine göre NATM A2, B1, B2 ve B3 sınıflarında yer almaktadır. Şekil 3’de proje yerbuldurur haritası ve sorunlu kesim perspektif görünüşü gösterilmiştir.

Tünel güzergahının bulunduğu bölge, tektonizma ve erozyonun şekillendirdiği bir morfolojiye sahiptir. Tünel güzergahı boyunca morfoloji, dik topoğrafyalı ve yer yer vadilerle bölünmüş şekildedir. Genç tektonizmanın yükselttiği bu bölgede akarsular vadi tabanlarını aşındırmaya devam etmekte, çatlak, kırık ve faylardan sızan sular derin ve etkin ayırışmalara neden olmaktadır.

(a)



(b)

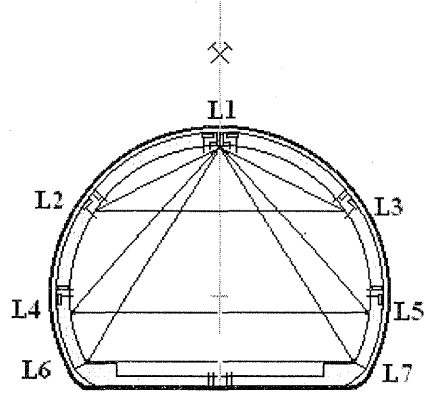


Şekil 3. (a) Proje yerbuldur haritası (ölçeksiz) ve (b) Sorunlu kesimin perspektif görüntüsü

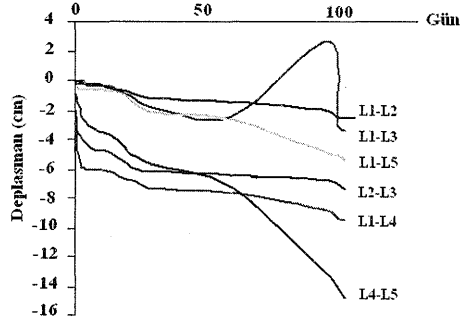
Yüzey suları bu daha az dayanımlı olan yerleri izlemektedir. Sorunlu olan kesimde tünel Şekil 3'de gösterilen vadinin altından geçmektedir. Bu vadiyi geliştiren doğu-batı doğrultulu düşey fay ve kırık sistemleri tünelin açıldığı kotlara kadar ulaşmaktadır. Örtü yükü tünel tarafından tam anlamıyla taşınmadığı, kırık sistemleri boyunca dolaşan su volkanik kökenli birimleri aşındırdığı ve

tünelde sökümlerle birlikte zamanla aşırı boyutlara varan deformasyonlara neden olduğu için tünelde büyük sorunlarla karşılaşmıştır.

Nefise Akçelik tünelinin bu sorunlu kesiminde yer alan Km 10+714.50'de tünel yan duvarlarında 14 cm'ye varan yerdeğiştirmeler ölçülmüştür. Şekil 4'de yerdeğiştirmelerin ölçüm noktaları ve Şekil 5'de yerdeğiştirmelerin zamana bağlı olarak değişimleri gösterilmiştir;



Şekil 4. Nefise Akçelik tünelinde Km 10+714.50 (Sağ Tüp) ölçüm noktaları.



Şekil 5. Nefise Akçelik tüneli Km 0+714.50'de deplasmanların zamana bağlı değişimi

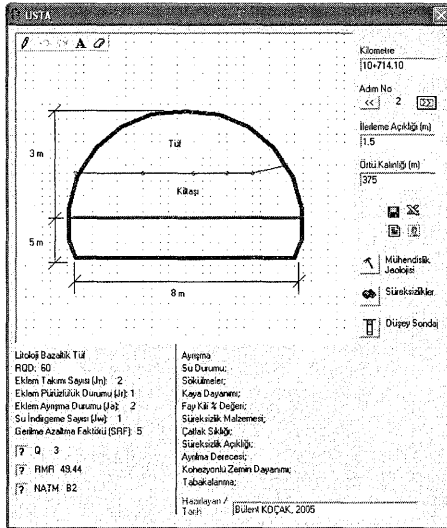
Nefise Akçelik tünelinde karşılaşılan yüksek yerdeğiştirmeler nedeni ile sağlamlaştırma projesinin yapılması zorunlu olmuştur. Sonlu elemanlar yöntemi ile hesaplama yapan Phase adlı program kullanılarak geri analiz yapılmış, uygulamada kullanılan destekleme elemanları ile 14

cm deformasyon yapan kayanın arazide sahip olduğu jeomekanik parametreler belirlenmiştir (Vardar, 2004). Belirlenen bu parametreler için hesaplamalar sağlamlaştırma projesi için yinelenmiştir. Sonuç olarak iki yeni tünel tip kesiti oluşturulmuştur. Bunlar mevcut B2 kaya destekleme sınıfının ek bulunları ile B3 kaya sınıfına dönüştürülmesi ve B2 kaya sınıfının invert uygulaması ile geliştirilmesidir.

2.2. Nefise Akçelik Tünelinin USTA ile Yönetimi

Deplasmanların en yüksek seviyeye ulaştığı sorunlu kesime ait ayna kesiti verileri USTA'ya girilmiş ve veriler veri tabanına kaydedilmiştir. Nefise Akçelik tünelinde yapılan konverjans ölçümlerine ait değerler de USTA konverjans ölçümleri bölümüne kaydedilmiş, buradan deplasman hız ve ivmeleri hesaplatılmıştır. USTA ilk okumalardan itibaren deplasman hızının artarak devam ettiğini belirlemiş ve "dikkat" uyarısını vermiştir.

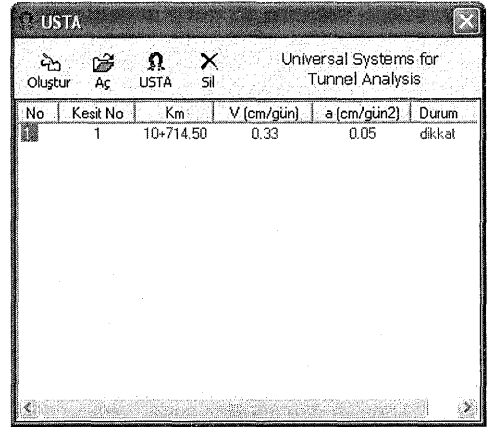
USTA aynadan sağlanan veriler doğrultusunda $Q = 3$ ve $RMR = 49.44$ olarak hesaplanmış, bunlara bağlı olarak NATM sınıfını B2 olarak belirlemiştir. Şekil 6'da Km 10+714 için USTA tarafından oluşturulmuş tünel ayna kesiti gösterilmiştir.



Şekil 6. Km 10+714 için USTA mühendislik jeolojisi çalışma penceresi

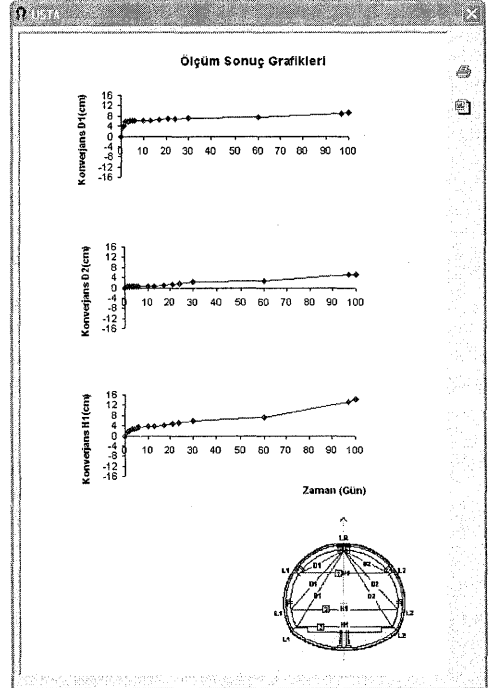
Konverjans okumaları USTA'ya kaydedildiğinde, USTA toplam ölçümlerin son günü olan 100. gün için deplasman hızını $V = 0.33$ cm/gün, yerdeğiştirme ivmesini de $a=0.05$ cm/gün² olarak

hesaplamıştır. Şekil 7'de USTA'nın konverjans ölçümleri izleme penceresi gösterilmiştir.



Şekil 7. Km 10+714 için USTA Konverjans Ölçümlerini İzleme Penceresi

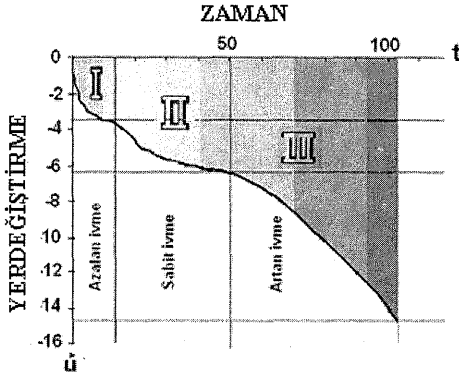
USTA'nın oluşturduğu yerdeğiştirme-zaman eğrileri şekil 8'de gösterilmiştir.



Şekil 8. Km 10+714 için USTA ölçüm sonuç grafikleri

USTA, deplasman hız ve ivmelerinin hesaplatılmasının ardından aşağıdaki uyarıyı vermektedir; “Gerilmeler sol omuz üzerinde yoğunlaşıyor, buraya dikkat edilmeli, kazı sonrasında dökülmeler olabilir”. En fazla yerdeğiştirmenin olduğu tünel yan duvarı için deplasman – zaman ilişkisi Şekil 9’da gösterildiği gibidir. Şekil 9’dan da görülebileceği gibi, ölçümlerin yapıldığı ilk dönemde destek sisteminin uygulanması ile yerdeğiştirme ivmesi azalmış, destek sistemi yeterli gelmediği için gevşemelerin önüne geçilememiş ve yerdeğiştirmeler artmaya başlamıştır. 50. günden sonra ise, yerdeğiştirmeler kontrol edilemez olmaya başlamış ve ivme artmıştır.

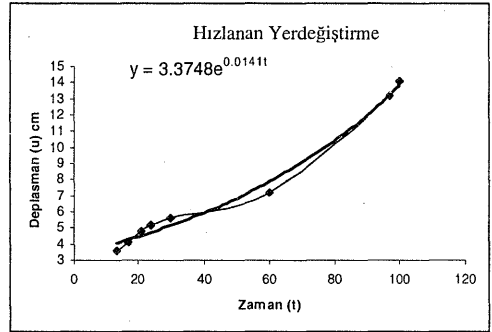
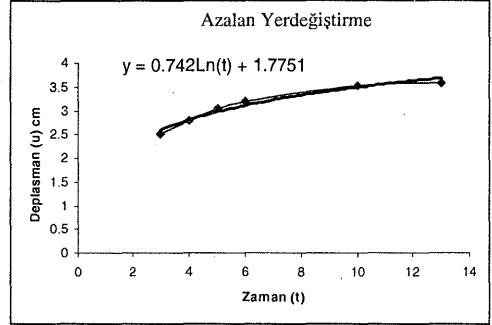
Şekil 9’da gösterilen yerdeğiştirme değişimi bölüm 1.2’de açıklanan zamana bağlı deformasyonların değişimi fonksiyonlarına uyarlandığında, USTA tarafından Şekil 10’da gösterilen grafikler elde edilmektedir.



Şekil 9. Km 10+714 için yerdeğiştirme ivmesi değişimi

USTA, mühendislik jeolojisi verilerine dayanarak, problemin nedeni için aşağıdaki yorumları yapmış ve çözüm için alınması gereken önlemleri belirtmiştir:

- “Süresizlikler nedeniyle sökülme olabilir – ön süren kullanılmalı ve ilerleme adımları kısaltılmalı”: inşaat sırasında sökülme ile karşılaşmıştır.
- “Vadi nedeni ile tünel çevresinde etkili faylar bulunmakta, bunlar deformasyonların nedeni olabilir, sağlamlaştırma projesi yapılmalı”: Sorunlu kesimde tünel bir vadi altındadır ve fayların bulunduğu doğrudur. Tünel için daha sonra sağlamlaştırma projesi yapılmıştır.



Şekil 10. Km 10+714 için USTA yerdeğiştirme ivmesi değişiminin değerlendirilmesi

- “Drenaj sistemi iyileştirilmelidir”: Tünel çevresindeki kayalarda ayrışmalar belirgindir ve kırklar yeralusuyu dolaşımına izin vermektedir.
- “Kazı ilerleme adımları kısaltılmalı”: İlerleme adımları bu kesimde 1.5 m’dir. Ortamın gerçekte B3 sınıfında olduğu düşünülürse, ilerleme adımlarının kısaltılması gerektiği doğrudur.

USTA, Nefise Akçelik Tüneli sorunlu kesimi için yerinde kaya dayanımlarını da hesaplamıştır. USTA’nın VARDAR yöntemi (Vardar, 1977) ile hesapladığı değerler ile projede Phase adlı program kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan hesaplama sonuçları aşağıdaki gibidir:

Yapılan uygulama, USTA’nın uygulamada başarılı olduğunu, yeraltı kaya yapısındaki değişimleri doğru ve etkin olarak izlediğini ve değerlendirdiğini göstermektedir.

Yöntem	σ_c (MPa)	c (MPa)	c_{rez} (MPa)	$\emptyset$ (°)
USTA	7.72–17.15	2.23	0.04	30
Phase	hesaplanmamış	1.2		34

Kesim jet-groutlar ile oluşturulan taşıyıcı kavak

Tavanda yer alan enjeksiyonlu süzme ile koruyucu çimento

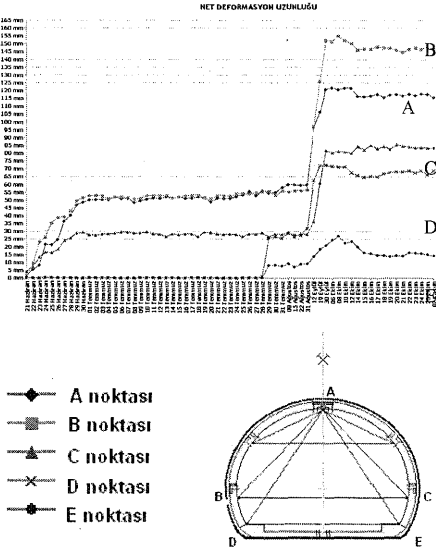
Heyelana karşı portal ağırlık yapısı

Heyelana karşı jet-grout kolonları

111+777.98'de (0+142.35) düşey yönde 12 cm civarında yerdeğiştirmelerle karşılaşılmasıdır.

29.07.2005 tarihinde T1 tüneli giriş portalinde G-T1 ÖK-4 ölçüm noktasında başlanan okumalarda tünel tavanında ölçülen deplasman 5.47 cm iken, 19.09.2005 tarihinde 10.6 cm; 06.10.2005 tarihinde ise en yüksek değeri olan 12.19 cm düzeyine ulaşmıştır. İmalatın yavaşlatılmasının ardından tüneller arasındaki etkileşim durmuş ve 07.11.2005 tarihinde yerdeğiştirme 11.6 cm'ye gerilemiştir. Tünel sol duvarında yapılan okumalarda ise, en yüksek yerdeğiştirme 08.10.2005 tarihinde 15.5 cm olarak ölçülmüş, bu değeri 07.11.2005'de 14.67 cm'ye düşmüştür.

Şekil 13'de Sarayköy tüneli T1 ve T3 tüneline yapılan ölçüm noktalarının plan görünüşü ve en yüksek yer değıştirmelerin ölçüldüğü G-T1 ÖK-4 ölçüm noktasında elde edilen deplasman – zaman eğrisi gösterilmiştir.



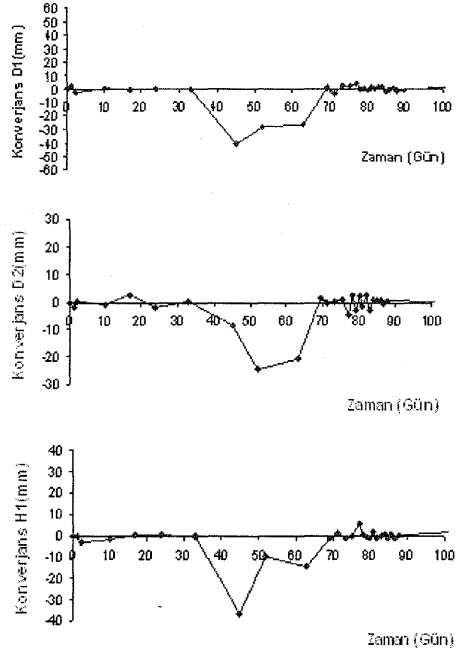
Şekil 13. Sarayköy Tüneli T1 tüneli portal, ÖK-4 ölçüm grafiğı.

3.2. Sarayköy Tünelinin USTA ile Yönetimi

Sarayköy tüneli Km 0+142.35 ÖK 4 noktasından 29.07.2005 ile 07.11.2005 tarihleri arasında ölçülen deformasyon değeri USTA'ya kaydedilip, değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

USTA, ölçümlerin 45. gününde (12.09.2005) 40.8 mm'lik yerdeğiştirme farkı (12 Eylül ile bir önceki okuma olan 31 Ağustos 2005 günleri arasındaki değışim) ölçerek ilk uyarıyı vermiştir. Gerçekten de bu tarihlerde okunan değeri sırasıyla 56.7 mm ve

97.5 mm'dir. Bu tarihten sonra 8 Ekim 2005'e kadar yerdeğiştirme sürekli olarak artmış ve nihayetinde durmuştur. Şekil 14'de USTA'dan sağlanan konverjans ölçüm grafikleri gösterilmiştir.



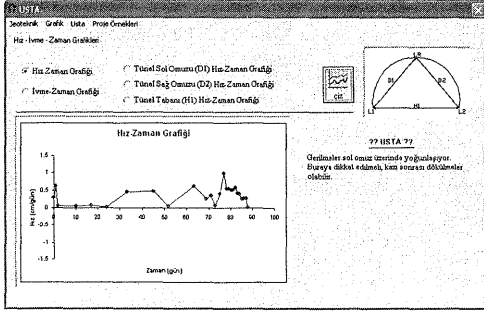
Şekil 14. Sarayköy Tüneli USTA yerdeğiştirme-zaman fonksiyonları, D1: tünel sol omuzu, D2: tünel sağ omuzu, H1: tünel tabanı.

Hız-ivme-zaman eğrileri incelendiğinde yerdeğiştirme hızının, ölçümlerin 24. günden 33. güne geçişten itibaren büyük oranda değışmeye başladığı görülmektedir. Ölçümlerin 33. günü 31.08.2005 tarihi olup, bu tarihte yerdeğiştirmeler tünel tavanında 59.8 mm'den 96.5 mm'ye, sol duvarda ise 67 mm'den 150 mm'ye çıkmıştır.

Ölçümlerin 75. günü olan 14.10.2005 tarihinden itibaren ise yerdeğiştirmeler kontrol altına alınmaya başlanmış, dolayısıyla hız ve ivme yeniden azalmıştır. Ölçümlerin son günlerinde ise yerdeğiştirme ortalama hızı $V=0.23$ mm/gün ve ivmesi $a=-0.19$ mm/gün² hesaplanarak durum "normal" olarak belirtilmiştir.

USTA yaptığı değerlendirme sonucunda; "Gerilmeler sol omuz üzerinde yoğunlaşıyor, buraya dikkat edilmeli, kazı sonrası dökümler olabilir" uyarısını vermiştir. Gerçekten de en fazla yerdeğiştirme tünelin sol duvarında, Şekil 13'e göre

“B” noktasında oluşmuştur. Şekil 15’de USTA’nın değerlendirme ekranı gösterilmiştir.



Şekil 15. Sarayköy Tüneli USTA deplasman hız-zaman değerlendirmesi.

USTA ile mühendislik jeolojisi değerlendirmesi yapıldığında aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir;

1. Süreksizliklerin yönelimi nedeniyle tünelde kazı sonrası dökümler olabilir.
2. İlerleme adımları kısaltılmalı, aşırı sökülme olması durumunda ön süren kullanılmalı.
3. Heyelan duraylılığı ölçümlerle kontrol edilmeli, sağlamlaştırma önlemleri alınmalı.
4. Tünelde su sızıntısı önlenmeli.
5. Destekleme zaman yitirilmeden yapılmalı. Yerdeğiştirmeler ayaların gevşemelerinden kaynaklanmaktadır.
6. Taban kabarması varsa bu kayaların su alınca şişmesinden veya temel üzerine fazla yük binmesinden kaynaklanıyor olabilir, temel sistemi gözden geçirilmeli.
7. Kayalarda ayrışma yoğun ise, drenaj sistemi gözden geçirilmelidir.

USTA’nın Sarayköy tüneli için yaptığı yorumlar, arazide karşılaşılan durum ile uyumludur. Hesaplanan yerdeğiştirme değişimleri de doğru sonuçlar vermiştir.

5 SONUÇLAR

Yeraltı kaya yapılarının denetimi ve yönlendirilmesi amacıyla hazırlanan uzman sistem örneği “USTA”, tünel yönetimi çalışmaları için hazırlanmış ilk örnektir. Yazılımın yeraltı yapıları mühendisliği uygulamalarında kullanımı halinde sağlayacağı faydanın belirlenmesi amacıyla sorunlu iki farklı tünelde uygulama yapılmış, elde edilen sonuçlar

arazide yapım sırasında sağlanan veriler ile karşılaştırılmıştır. Buna göre aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

1. Uzman sistem USTA, yeraltı kaya yapıları yönetiminde kullanılabilecek iyi bir uzman sistem örneğidir.
2. Yazılım, çok sayıdaki veriyi bilgisayar ortamında sakladığı, verileri birbirleri ile ilişkilendirdiği ve sonuçları değerlendirdiği için mühendise büyük kolaylıklar sağlayabilmektedir.
3. USTA, “Kullanıcı Dostu (User Friendly)” olarak tanımlanan yazılımlar sınıfında olduğu için kullanımı basit, değişikliklere açık ve görseldir.
4. Yazılım, her aşamada öneriler getirebildiği için, özellikle kabullerin yapılmasının gerekli olduğu durumlarda kullanıcıya yol gösterebilmektedir.
5. Yazılım, ikincil gerilme durumu altındaki deplasman değişimlerini zamana bağlı olarak sürekli değerlendirdiği için, olası sorunları önceden saptamaktadır. Deplasmanları, ayna kesitlerinden sağlanan verilerle ilişkilendirdiği için ise sorunların olası nedenlerini saptayabilmektedir.
6. USTA, yerinde kaya dayanım parametrelerini VARDAR yöntemini kullanarak önerdiği için, duraylık analizlerinde gereksinim duyulan yerinde jeomekanik parametrelerin belirlenmesi sıkıntısını gidermektedir.

Nefise Akçelik ve Sarayköy tünellerinde yapılan uygulamalar, yukarıda açıklanan uzman sistem üstünlüklerini doğrulamıştır. USTA veya benzer algoritma esas alınarak hazırlanmış bir uzman sistem kullanılarak tünel inşaatının yapımı mümkün olsaydı, yerdeğiştirmelerin önceden belirlenmesi, bu sayede önemli oranda ekonomik kazanç sağlanabilirdi.

TEŞEKKÜR

Sayın Prof. Dr. Mahir VARDAR’ın danışmanlığı altında, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği doktora programı kapsamında Bülent KOÇAK tarafından hazırlanan “Yeraltı Kaya Yapılarının Denetimi ve Yönlendirilmesinde Uzman Sistem Oluşturulması” konulu doktora tezinden alıntı yapılarak hazırlanan bu bildiride emeği geçen sayın Prof. Dr. Nuh Bilgin, sayın Yrd. Doç. Dr. Vural Yavuz’a ve EMAY Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Ticaret Ltd. şirketine teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Dilger W., Wintersemester 2004/2005. Wissensrepräsentation und Problemlösung, Vorlesung an der Technischen Universität Chemnitz, s: 33
- EMAY Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Ticaret Ltd. Şti., 2004. Karadeniz Sahil Yolu, Bolaman Perşembe Arası, Nefise Akçelik Tüneli Oluşan Aşırı Deformasyon ve Taban Kabarmaları Şeklindeki Duraysızlıklara İlişkin Rapor
- EMAY Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Ticaret Ltd. Şti., 2001. Karadeniz Sahil Yolu, İyidere-Çayeli Kesimi Sarayköy Tüneli Ara Portal Projelerine İlişkin Değerlendirme Raporu
- Hartmann, D., Ausgabe 2003. Wissenbasierte Methoden, Skripte aus dem Lehrstuhl für Ingenieurinformatik im Bauwesen, Bochum-Ruhr Universität, s: 46-52
- Vardar M., İstanbul 2005. Time Dependent Stability Problems in Tunnels and Time-Dependent Behavior of the Rock Mass, ITA / AITES Training Course Tunnel Engineering
- Vardar M., Şans G., Koçak B., Karaoğlu H., 2004. Engineering Geological and Geomechanical Reasons for Time Dependent Excessive Deformations on Hapan Tunnel / Black Sea Coastal Road Project, Eurock 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium, Schubert (ed)
- Vardar M., 2002. Doppelröhrliger Autobahntunnel Sarayköy mit 4 Portalen an Rutschhängen Probleme und deren Beherrschung, 2. Tiroler Geotechnik und Tunnelbau Tag, Innsbruck
- Vardar M., 8 Juli 1977, Zeiteinfluss auf das Bruchverhalten des Gebirges in der Umgebung von Tunneln, Fakultät für Bauingenieur-und Vermessungswesen der Universität Karlsruhe (TH)
- Zabel F., Hempel T. Januar 2000. Expertensysteme, Seminar zur Didaktik der Informatik, Greifswald, s: 1-15.

Hoek-Brown yenilme ölçütünde örselenme faktörünün kullanımına ilişkin bir değerlendirme ve alternatif bir yaklaşım

An Assessment on the Use of Disturbance Factor in Hoek-Brown Failure Criterion and an Alternative Approach

H. Sönmez & C. Gökçeoğlu

Hacettepe Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 06800 Beytepe-Ankara

ÖZET: Kaya kütlesi içerisinde veya üzerinde inşa edilen barajlar, tüneller, şevler ve temeller gibi bir mühendislik yapılarının tasarımında kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özellikleri önemli girdi parametreleridir. Ancak süreksizlik ağının da içerecek standart karot örnek hazırlamak neredeyse imkansızdır. Bütün bu güçlüklerin aşılabilmesi amacıyla, kolaylıkla elde edilebilen parametreleri dikkate alan görgül ölçütler üzerinde çeşitli araştırmacılar çalışmalar yapmışlardır. İlk defa önerildiği 1980 yılından beri Hoek-Brown görgül yenilme ölçütünün popüleritesi artmıştır. Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü yaratıcıları ve araştırmacılar tarafından bir çok defa modifiye edilmiştir. Bu çalışmada, ölçütün tarihsel gelişimi kısaca verilerek, kazı yöntemine bağlı olarak örselenme derecesini ifade eden örselenme faktörü kavramı ele alınmıştır. Bu çalışmada, Hoek-Brown yenilme ölçütünün son şeklinde ve Hoek ve Diederichs (2006) tarafından önerilen deformasyon modülü eşitliğinde örselenme faktörünün kullanımı uyumsuzluklarıyla birlikte ayrıntısıyla tartışılmış ve yeni bir yaklaşım önerilmiştir.

ABSTRACT: Strength and deformation properties of rock masses are important input parameters during design stage of engineering applications such as dams, tunnels, slopes and foundations which are constructed in or on a rock mass. However, it is almost impossible to prepare standard core sample including discontinuity pattern of rock mass. To overcome these difficulties, some studies have been carried out by various researchers on the empirical criteria which consider easily obtainable input parameters. The popularity of the Hoek-Brown failure criterion has been increased since it was introduced to the rock mechanics literature in 1980. Hoek and Brown failure criterion has been modified several times by its originators and researchers as a result of increasing number of case studies. In this study, the historical evolution of the criterion is given briefly, and the disturbance factor, which defines the degree of disturbance depending of excavation method, is mentioned. The use of disturbance factor in the latest form of the Hoek-Brown failure criterion and deformation modulus of rock masses proposed by Hoek and Diederichs (2006) is discussed with their contradiction in detail, and a new approach is suggested.

1 GİRİŞ

Kaya malzemeleri ve süreksizlik ağının bütünü kaya kütlesi kavramını oluşturmaktadır. Jeolojik malzemelerin dayanım ve deformasyon parametreleri laboratuvar ölçeğinde standartlara uygun karot örnekler üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmalarla belirlenirler. Ancak kaya kütlelerinden süreksizlik ağının aralık, devamlılık ve süreksizlik takımı sayısı gibi özelliklerine de bağlı olarak, laboratuvar ölçeğindeki deneysel çalışmalarda kullanılabilecek boyutta örneklerin hazırlanması çoğu kez mümkün olmaktadır. Kaya mekanik uygulamalarındaki bu önemli sınırlama ve

güçlükler görgül yenilme ölçütlerinin gelişimine neden olmuştur. Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü de önerildiği 1980 yılından günümüze kadar geçen süreçte artan uygulama sayısına da bağlı olarak önemli değişimler geçirmiştir. Bu çalışmada Hoek-Brown yenilme ölçütünün tarihsel gelişimi özet olarak verilmiş ve kaya kütlelerinde kazı yöntemine bağlı olarak gelişen örselenmenin dayanım ve deformasyon üzerindeki etkisini ifade eden örselenme faktörünün Hoek-Brown yenilme ölçütündeki kullanımı tartışılmıştır. Son olarak, literatürde örselenme faktörünün kullanımına ilişkin uyumsuzlukları gidermeye yönelik yeni bir yaklaşım önerilmiştir.

2 HOEK-BROWN YENİLME ÖLÇÜTÜNÜN TARİHSEL GELİŞİMİ VE ÖRSELENME FAKTÖRÜNÜN KULLANIMI

Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü önerildiği 1980 yılından günümüze kadar geçen sürede uygulama sayısındaki artışa paralel olarak bir çok düzenlemeler geçirmiştir. Bu çalışmada özellikle kaya kütesinin örselenmesinin yenilme ölçütündeki yansımaları ve buna ilişkin düzenlemelere odaklanılmıştır. Bununla birlikte ayrıntısına girilmeden 2002 yılına kadar ölçütteki önemli değişimleri yansıtan çalışmalar Çizelge 1'de verilmiştir. 2002 yılından günümüze kadar geçen dönemde gerek örselenme etkisinin dikkate alınmasında ve gerekse ölçütün sabitlerinin kullanımında önemli yapısal değişiklikler yapılmıştır.

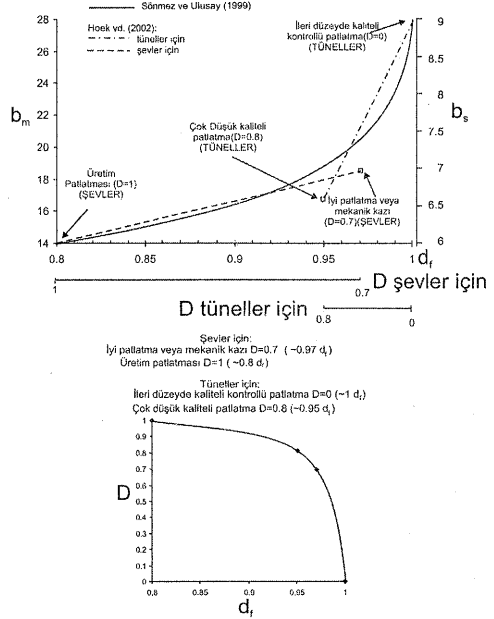
İlk defa Sönmez ve Ulusay (1999) tarafından önerilen, kaya kütesindeki örselenmenin (d_f) kazı türüne bağlı olarak sürekli olarak tanımlanabildiği örselenme faktörü yaklaşımı, 2002 yılında ölçütün yaratıcısının da yer aldığı bir çalışmada da (Hoek vd., 2002) kabul görmüştür. Ancak, Hoek vd. (2002), doğrusal eşitliklerle ölçüde dahil ettikleri örselenme faktörünü (D) Sönmez ve Ulusay (1999) tarafından önerilen eğrisel eşitliğe uyumlu iki doğrusal eşitlikler tanımlamışlardır (Şekil 1).

Hoek-Brown yenilme ölçütünde örselenme faktörünün dikkate alınmasına yönelik gerçekleştirilen bu önemli değişimlerin bir benzeri de Hoek vd., (2002) tarafından yine görgül bir ilişkiyle literatürde yer alan deformasyon modülü eşitliğinde de uygulanmıştır (Eş. 1).

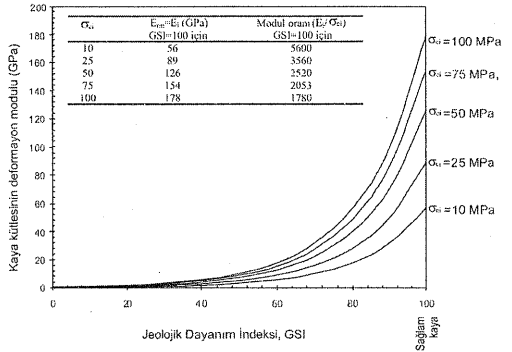
$$E_{RM} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(GSI-10)/40} \quad \text{Eş. 1}$$

Tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_{ci}), Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) ve örselenme faktörünün dikkate alındığı bu ilişki, özellikle yumuşak (düşük dayanımlı) ve GSI değeri yüksek kaya kütlelerinde kaya malzemesinin elastik modülünden daha yüksek deformasyon modülü değerleri üretmekte ve kaya malzemeleri ve kaya kütleleri için mümkün olamayacak modül oranları üretmektedir (Şekil 2).

Şekil 2'deki bu durum, eşitliklerde kaya malzemesinin elastik modülünün (E_i) sınır parametresi olarak yer almamasından kaynaklanmaktadır. Sönmez vd. (2006) ve Hoek ve Diederichs (2006) ise bu sınırlamayı ortadan kaldırmak amacıyla, E_i 'yi dikkate alan aşağıdaki eşitlikleri önermişlerdir.



Şekil 1. Sönmez ve Ulusay (1999) ve Hoek vd. (2002) tarafından önerilen örselenme faktörü kavramlarının karşılaştırılması (Sönmez ve Ulusay 2002'den). Şekil üzerindeki sembollere ilişkin açıklamalar Çizelge 1.'de verilmiştir.



Şekil 2. Hoek ve Brown (1997) tarafından örselenme derecesini de dikkate alan deformasyon modülü eşitliğinin GSI ve σ_{ci} 'ye bağlı olarak değişimi (Sönmez ve Gökçeoğlu 2006'dan)

Çizelge 1. Hoek-Brown yenilme ölçütünün 2006 yılına değin geçirdiği tarihsel gelişim ve örselenme durumuna ilişkin durumu (Ulusay ve Sönmez, 2002'den düzenlenmiştir).

Kaynak	Kapsam	Eşitlikler/değişiklikler	Örselenme durumu
Hoek ve Brown (1980)	İnce tane içermeyen ileri derecede eklemlili kaya kütleleri için orijinal yenilme ölçütü : Mohr daresi, Balmer (1952) tarafından yayımlanan yöntemle hesaplanmış çok sayıda σ' - τ veri çiftinin istatistiksel olarak değerlendirilmesiyle elde edilmiştir. σ'_1 ve σ'_3 yenilme anındaki asal efektif gerilimler olup, σ_1 kaya kütlelerinin çekilme dayanımı, m ve s malzeme sabitleri, σ' ve τ efektif normal ve makaslama gerilimleridir.	$\sigma_1 = \sigma'_1 + \sigma_{ci} \sqrt{m\sigma'_3 / \sigma_{ci} + s}$ $\sigma_1 = (\sigma_{ci} / 2) (m - \sqrt{m^2 + 4s})$ $\tau = \sigma_{ci} ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / \sigma_{ci})^b$ $\sigma' = \sigma'_1 + ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / (1 + \partial\sigma'_1 / \partial\sigma'_3))$ $\tau = (\sigma' - \sigma'_3) \sqrt{\partial\sigma'_1 / \partial\sigma'_3}$ $\partial\sigma'_1 / \partial\sigma'_3 = m\sigma_{ci} / 2(\sigma'_1 - \sigma'_3)$	Dikkate alınmıyor.
Hoek (1983)	Anizotropik yenilme ve Mohr daresi için çözümleme konularında Dr. J.W. Bray ile yapılan değerlendirmeye göre öngörülen düzenleme sonucu ince tane içermeyen ileri derecede eklemlili kaya kütleleri için orijinal yenilme ölçütü.	$\sigma_1 = \sigma'_1 + \sigma_{ci} \sqrt{m\sigma'_3 / \sigma_{ci} + s}$ $\tau = (\text{Cot}\phi'_i - \text{Cot}\phi'_i) m\sigma_{ci} / 8$ $\phi'_i = \arctan(1 / \sqrt{4h \cos^2 \theta - 1})$ $\theta = 90 + \arctan(1 / \sqrt{h^2 - 1}) / 3$ $h = 1 + (16(m\sigma' + s\sigma_{ci}) / (3m^2\sigma_{ci}))$	Dikkate alınmıyor.
Hoek ve Brown (1988)	Yenilme ölçütü, Hoek (1983) tarafından önerildiği gibi olmakla birlikte, aşağıdaki bazı düzenlemeleri içermektedir: yeraltı suyu puanı için 10 değerinin sabit alındığı ve süresizlik yönelim düzeltmesi için 0 değerinin verildiği modifiye edilmiş RMR puanı (Bieniawski, 1989) ile m ve s kaya kütleli sabitleri arasındaki ilişkilerin ilave edilmesi, kütsel deformasyon modülü E 'nin tahmin edilmesiyle birlikte örselenmiş ve örselenmemiş kaya kütleleri arasındaki farklığın ayrılması.	Örselenmiş kaya kütleleri: $m_0/m_1 = \exp((\text{RMR} - 100)/14)$ $s = \exp((\text{RMR} - 100)/6)$ Örselenmemiş veya kenetlenmiş kaya kütleleri: $m_0/m_1 = \exp((\text{RMR} - 100)/28)$ $s = \exp((\text{RMR} - 100)/9)$ $E = 10^{(10.18 - \text{RMR}/4)}$ m_0 ve m_1 sırasıyla kırıklı ve sağlam kayagın σ_1 için örselenmiştir.	Örselenmiş ve örselenmemiş şekilde JK1 sınıfı alındı değerlendiriliyor.
Hoek vd. (1992)	İleri derecede eklemlili kaya kütlelerinin çekilme dayanımına sahip olmadığı dikkate alınarak, ölçüt modifiye edilmiştir: normal ve makaslama gerilimi veri çiftlerinin hesaplanması için Balmer'in yöntemi kullanılmıştır.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_0\sigma'_3 / \sigma_{ci})^a$ $\sigma' = \sigma'_3 + ((\sigma'_1 - \sigma'_3) / (1 + \partial\sigma'_1 / \partial\sigma'_3))$ $\tau = (\sigma' - \sigma'_3) \sqrt{\partial\sigma'_1 / \partial\sigma'_3}$ $\partial\sigma'_1 / \partial\sigma'_3 = 1 + \alpha m_0^b (\sigma'_3 / \sigma_{ci})^{(\alpha-1)}$	Dikkate alınmıyor.
Hoek vd. (1995)	Yöntem, hem orta kaliteli, hem de çok zayıf kaliteli kaya kütleleri için modifiye edilerek geliştirilmiştir. Hoek-Brown yenilme ölçütü önerilmiştir. Bu amaçla: RMR sınıflama sisteminde çok düşük kaliteli kayalarla ilgili olarak karşılaşılan güçlüklerin aşılması için ölçüte Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) ilave edilmiş; örselenmiş ve örselenmemiş kaya kütleleri için daha önce önerilen ayrıtama ölçütünden vazgeçilerek bu amaçla GSI değerlerinin azaltılması yoluna gidilmiştir.	$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (m_0\sigma'_3 / \sigma_{ci} + s)^a$ GSI > 25 için $m_0/m_1 = \exp((\text{GSI} - 100)/28)$ $s = \exp((\text{GSI} - 100)/9)$ a = 0.5 GSI < 25 için $s = 0$ $a = 0.65 - (\text{GSI}/200)$	GSI'da dikkate alınmıyor. Ancak oldukça kaba bir yaklaşımdır.
Hoek ve Brown (1997)	Yenilme ölçütü, Hoek (1995) ve Hoek vd. (1995)'nin önerdiği şekliyle kalmakla birlikte, kayacın yapısal özellikleri ve süresizlik yüzey koşullarını temel alan gözleme dayalı bir GSI abağı geliştirilerek ölçüte ilave edilmiştir.	Hoek vd. (1995)'deki gibi	GSI'da dikkate alınmıyor. Ancak oldukça kaba bir yaklaşımdır.
Hoek (1998)	Ölçüt, Hoek ve Brown (1997)'nin önerdiği ana ilkelerini korumakla birlikte, laminalı, foliasyonlu, kırıklı ve makaslanmış türdeki zayıf ve bloklu yapı göstermeyen kaya kütlelerinin de tanımlanması amacıyla, GSI sistemine "foliasyonlu-laminalı" kaya kütleli başlıklı bir sınıf daha eklenmiştir.	Hoek vd. (1995)'deki gibi	GSI'da dikkate alınmıyor. Ancak oldukça kaba bir yaklaşımdır.
Sönmez ve Ulusay (1999)	Ölçüt, Hoek ve Brown (1997)'nin önerdiği son şeklini korumakla birlikte GSI sistemi modifiye edilmiş, ayrıca kaya kütleli parametrelerinin tayini için örselenme faktörü kavramı önerilmiştir.	Hoek vd. (1995)'ndeki gibi, ancak sayısal GSI sistemi önerilmiş ve örselenme durumu için, $b_u = 3.14 \ln \left(\frac{d_f}{d_f + 340(1 - d_f)} \right) + 28$ $b_l = 0.67 \ln \left(\frac{d_f}{d_f + 340(1 - d_f)} \right) + 9$ ilave edilmiştir.	Tümüyle örselenmiş kaya kütlelerinden örselenmemiş kaya kütlelerine kadar değişik örselenme dereceleri dikkate alınabiliyor.
Sönmez (2001); Sönmez ve Ulusay (2002)	Ölçütün GSI=25 değerine bağlı olarak "a" ve "s" sabitlerinin değişiminden kaynaklanan, GSI<25 için tek eksenli sıkışma dayanımının sıfır elde edilmesi, GSI<25 ve GSI>25 için elde edilen yenilme zarflarının bir birlerini kesmesi ve GSI=25 değerinde dayanım boşluğunun olması sorunları çözümlendi.	Sönmez ve Ulusay (1999)'daki gibi, ancak GSI>30 için, $a=0.5$ GSI<30 için, $a = 0.65 - \frac{\text{GSI}}{200}$	Tümüyle örselenmiş kaya kütlelerinden örselenmemiş kaya kütlelerine kadar değişik örselenme dereceleri dikkate alınabiliyor.
Hoek vd. (2002)	Ölçütün GSI=25 değerine bağlı olarak "a" ve "s" sabitlerinin değişiminden kaynaklanan, GSI<25 için tek eksenli sıkışma dayanımının sıfır elde edilmesi, GSI<25 ve GSI>25 için elde edilen yenilme zarflarının bir birlerini kesmesi ve GSI=25 değerinde dayanım boşluğunun olması sorunları çözümlendi. Örselenme faktörü (D) ölçüte dahil edildi.	GSI'nın her değeri için sürekli tanımlamalar; $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-\text{GSI}/15} - e^{-20/3})$ $s = \exp \left(\frac{\text{GSI} - 100}{9 - 3D} \right)$ $m_b = m_1 \exp \left(\frac{\text{GSI} - 100}{28 - 14D} \right)$	Tümüyle örselenmiş kaya kütlelerinden örselenmemiş kaya kütlelerine kadar değişik örselenme dereceleri dikkate alınabiliyor.

$$E_{RM} = E_i 10^{\left[\frac{(RMR-100)(100-RMR)}{4000 \exp\left(\frac{-RMR}{100}\right)} \right]} \quad \text{Eş. 2}$$

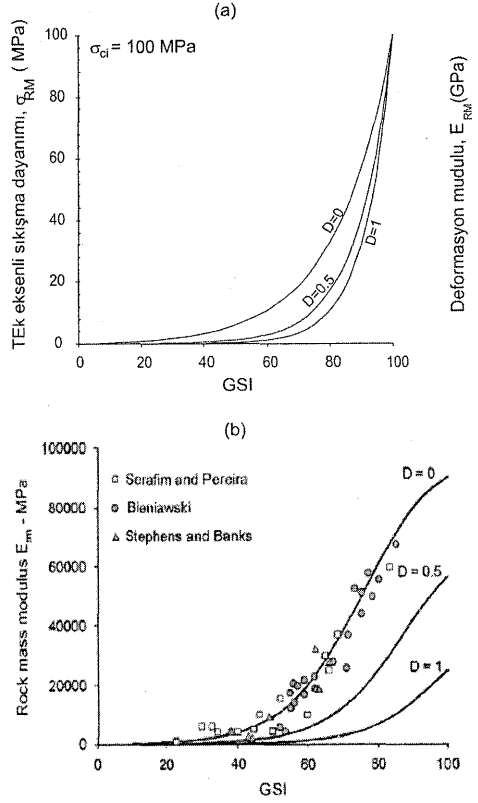
$$E_{RM} = E_i \left[0.02 + \frac{1-D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right] \quad \text{Eş. 3}$$

Sönmez vd. (2006) tarafından önerilen görgül ilişkide (Eş. 2) örselenme faktörü yer almazken, Hoek ve Diederichs (2006) tarafından önerilen yaklaşımda (Eş.3) örselenme faktörü (D) dikkate alınmaktadır. Sönmez vd. (2006) örselenme etkisinin RMR puanında dikkate alınmasını önermişlerdir.

Kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon parametrelerinin tahmine yönelik önerilen görgül ilişkiler incelendiğinde, örselenme faktörünün Hoek-Brown yenilme ölçütündeki kullanımıyla, deformasyon modülündeki kullanımının bir birleriyle çelişkili olduğu görülmektedir.

$\sigma_{ci}=100$ MPa kabul edilerek GSI'nın 0 ile 100 arasındaki değişimi için kaya kütlelerinin tek eksenli sıkışma dayanımı üç farklı örselenme derecesi (D=0, örselenmemiş, D=0.5 orta derecede örselenmiş ve D=1 ileri derecede örselenmiş) için Hoek ve Brown yenilme ölçütünün son versiyonu kullanılarak belirlendiğinde Şekil 3a'daki değişim grafiği elde edilir. Buna karşın yine aynı araştırmacının yer aldığı çalışma (Hoek ve Diederichs, 2006) ile önerilen kaya kütlelerinin deformasyon modülünün belirlendiği Eş. 3 kullanılarak yine üç farklı örselenme faktörü dikkate alınarak GSI'nın 0 ile 100 arasındaki değerleri için kaya kütlelerinin deformasyon modülünün belirlenmesi durumunda ise Şekil 3b'deki değişim grafiği elde edilir.

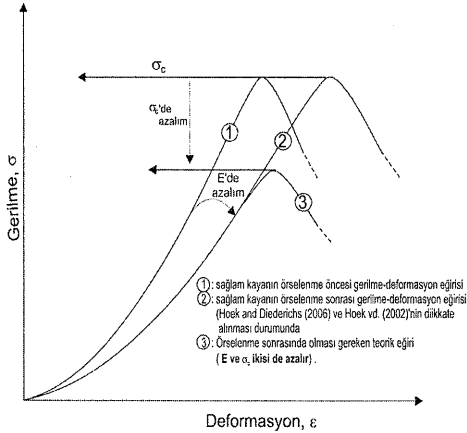
Tek eksenli sıkışma dayanımı ve deformasyon modülü parametrelerinin her ikisi de mekanik parametrelerdir. Ancak literatürde yaygın olarak kabul gören Hoek-Brown yenilme ölçütü ile Prof. Dr. E. Hoek'un da yer aldığı bir çalışma ile önerilen kütle deformasyon modülü eşitliğinde, örselenme faktörünün kullanımı açısından bir uyumsuzluk söz konusudur. Hoek vd. (2002) tarafından önerilen ölçütün son versiyonunda GSI=100 için tek eksenli sıkışma dayanımı aynı değeri vermektedir. Diğer bir ifadeyle, örselenme derecesinin etkisi GSI'nın artan değerleri için azalmakta ve GSI=100 için etkisiz olmaktadır. Buna karşın, diğer bir mekanik parametre olan deformasyon modülü açısından değerlendirme yapıldığında ise GSI'nın artışına bağlı olarak örselenme derecesinin etkisi daha belirgin olarak ortaya çıkmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. Örselenme faktörünün (a) kütle tek eksenli sıkışma dayanımı, (b) kütle deformasyon modülü üzerindeki etkisinin GSI'ya bağlı değişimi.

Hoek vd. (2002) tarafından önerilen ölçütün son versiyonunda ve Hoek ve Diederichs (2006) tarafından önerilen deformasyon modülü eşitliklerinde örselenme faktörüne yer verilirken, kavramsal olarak bir birleriyle uyumsuzluk gösteren iki farklı yaklaşım sunulmuştur. Bu duruma ilişkin daha ayrıntılı değerlendirmelere Sönmez ve Gökçeloğlu (2006)'da yer verilmiştir.

Şekil 3'ten de görüleceği üzere Hoek ve Diederichs (2006) tarafından literatüre son olarak dahil edilen ve deformasyon modülünün belirlenmesine yönelik olarak görgül eşitlik, örselenme faktörünün kullanımı yönüyle ele alındığında Hoek-Brown görgül eşitliği ile oldukça farklıdır. Mevcut durumun gerilme deformasyon grafiği üzerindeki özeti ise Şekil 4'te görülmektedir.



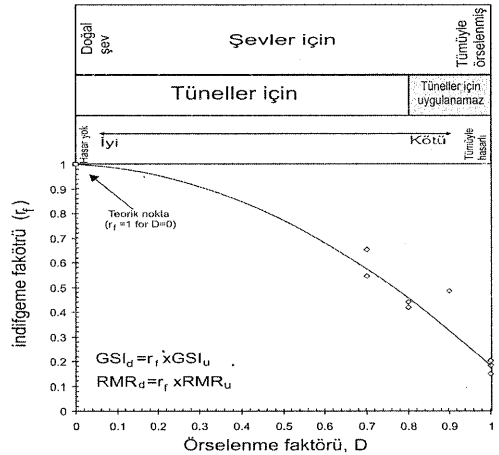
Şekil 4. Örselenme faktörünün kullanımına ilişkin çelişkili durumun gerilme-deformasyon eğrisi üzerindeki etkisi.

Literatürde pek çok çalışmada da vurgulandığı ve ayrıca Bieniawski (1989) ve Sönmez ve Gökçeoğlu (2006) tarafından da belirtildiği üzere kaya kütlelerine yapılan teknik girişim kaya kütlelerinde var olan süreksizliklerin açılmasına ve yeni süreksizliklerin gelişimine neden olurlar. Bunun sonucunda kaya kütlesi daha gevşek bir hal alır. Bu tanımlamadan yola çıkıldığında, Hoek ve Brown yenilme ölçütüne Sönmez ve Ulusay (1999) ve Hoek vd. (2002) tarafından adapte edilen örselenme faktörünün kullanımı kavramsal olarak hatalıdır. Aynı şekilde yenilme ölçütündeki ile farklı bir yaklaşımın kullanılmasına karşın Hoek ve Diederichs (2006) tarafından önerilen deformasyon modülü eşitliğinde de örselenme faktörünün kullanımı tartışmaya açıktır. Dayanım ve deformabilite özelliklerinin belirlenmesine yönelik bu eşitliklerde örselenme derecesine bağlı olarak parametre değerleri azalım göstermektedir. Ancak gerçekte, bu parametrelerin hesaplanmasında girdi olarak kullanılan RMR veya GSI'nın azalması daha gerçekçi ve doğru bir yaklaşım olacaktır. Teknik girişimin sonunda azalan mekanik parametrelerin değeri değil, kaya kütlelerinin RMR veya GSI gibi kütle puanlarıdır. Bunun bir yansıması olarak mekanik parametrelerin değerleri de azalmalıdır. Bu yaklaşım Bieniawski (1989) tarafından son şekline ulaştırılan RMR sisteminde patlatma hasarı indirgemesi olarak dikkate alınmaktadır. Hoek ve Brown (1997) daha önceleri ölçütte örselenmiş ve örselenmemiş adlarıyla anılan iki farklı eşitliğin kullanılmasının yerine ölçütte ilk defa dahil ettikleri GSI abağında kaya yapısının tanımlandığı kolonda bir kutucuk aşağı inilmesi şeklinde bir öneride bulunmuştur. Ne var ki, Sönmez ve Ulusay (1999)

tarafından örselenme derecesinin kullanımına yönelik yeniliklerin ardından 2002'de benzeri bir yaklaşımı kendisi de ölçütte dahil etmiştir.

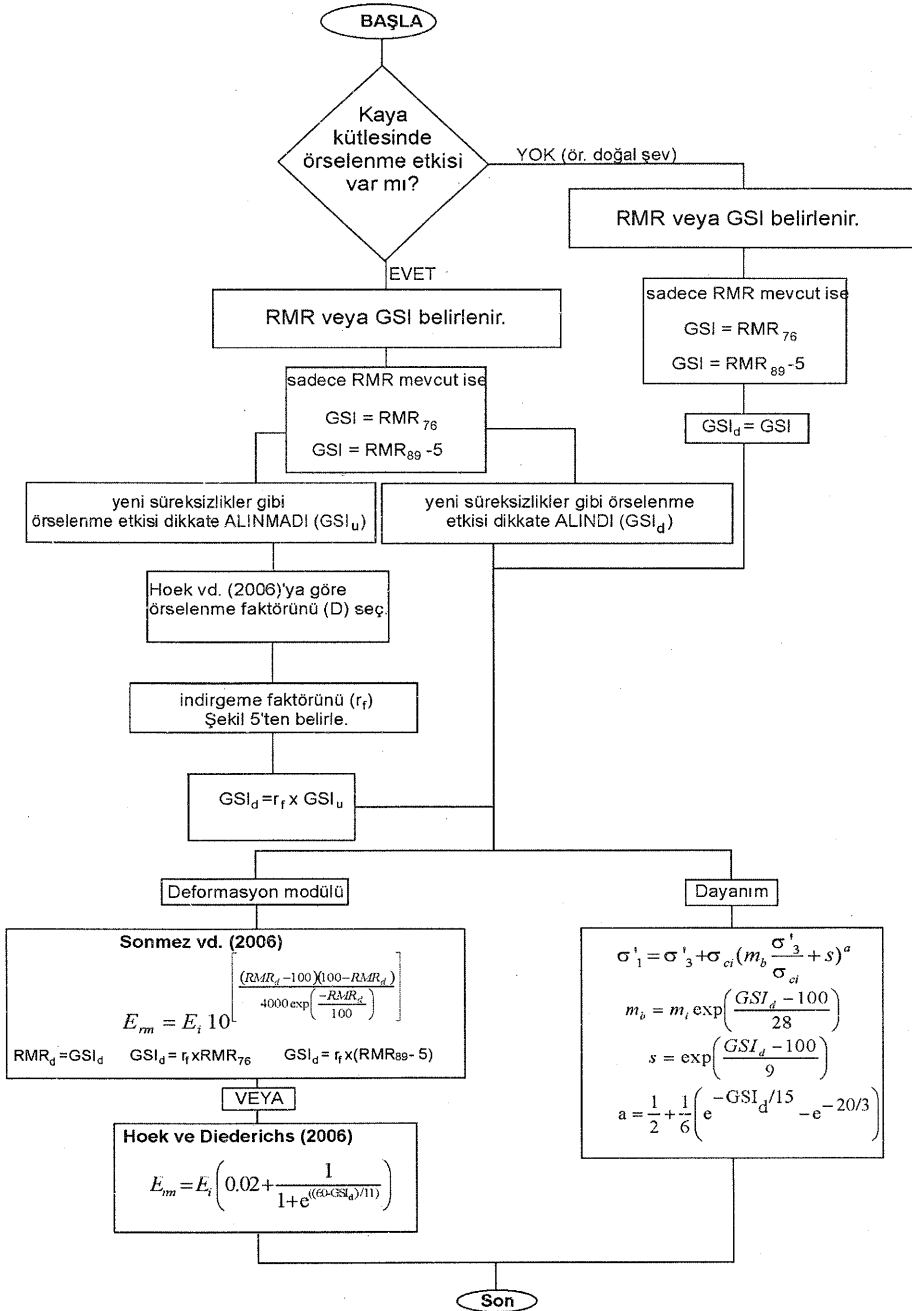
3 ÖRSELENME FAKTÖRÜNÜN KULLANIMINA YÖNELİK YENİ BİR ÖNERİ

Sönmez ve Gökçeoğlu (2006) örselenme derecesinin etkisini RMR (veya GSI) da dikkate alınabilmesine yönelik yeni bir öneri de bulunmuşlardır. Araştırmacılar, dökümantasyonu oldukça ayrıntılı olarak yapılmış olan kaya kütleleri içerisinde gelişen şev duraysızlıklarının geriye dönük analizlerini yapmıştır. İlk aşamada, bu analizlerde ölçütteki örselenmemiş eşitlikler dikkate alınmış ve limit denge koşulunun sağlanması için gerekli olan RMR (veya GSI) puanı belirlenmiştir. İkinci aşamada ise kaya kütlelerinin örselenmeden önceki RMR (veya GSI) puanı limit denge koşulu için geriye dönük analizlerde belirlenen RMR (veya GSI) puanına bölünerek örselenme ile kaya kütlelerinin puanında ki azalım oranları belirlenmiştir. Son aşamada ise kazı yöntemine bağlı olarak öngörülen örselenme derecesi (Kendorski vd., 1983'den) ile kaya kütlelerinin RMR puanında dikkate alınması gereken indirgeme faktörü arasındaki ilişki grafiklenmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Sönmez ve Gökçeoğlu (2006) tarafından önerilen örselenme faktörü ile indirgeme faktörü arasındaki ilişki

Kaya kütlelerinde projelendirilen mühendislik uygulamalarında kullanılacak dayanım ve deformasyon parametrelerinin belirlenmesinde dikkate alınacak örselenme faktörünün kullanımında tasarımcıya yol göstermesi açısından bir akış diyagramı hazırlanmış ve Şekil 6'da verilmiştir.



Şekil 6. Örselenme etkisinin kullanımına yönelik bir akış diyagramı (Sönmez vd., 2006)

4 SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Kaya kütlelerinin dayanımının belirlenmesi sırasında farklı örselenme derecelerinin dikkate alınabilmesine yönelik ilk defa Sönmez ve Ulusay (1999) ve sonrasındaki dönemde Hoek vd. (2002) tarafından yapılan çalışmalarla Hoek-Brown yenilme ölçüne dahil edilen yaklaşım ile yine bir mekanik parametre olan deformasyon modülünün belirlenmesine yönelik Hoek ve Diederichs (2006) tarafından önerilen görgül ilişkide dikkate alınan yaklaşım birbirleriyle çelişmektedir.

Örselenme etkisi sonucunda, dayanım ve deformasyon gibi mekanik parametrelerin hesaplanmasında girdi olarak kullanılan RMR veya GSI'nın azalması daha gerçekçi ve doğru bir yaklaşım olacaktır. Teknik girişimin sonunda azalan mekanik parametrelerin değeri değil, kaya kütlelerinin RMR veya GSI gibi kütle puanıdır. Bunun bir yansıması olarak mekanik parametrelerin değerleri de azalmalıdır.

Bu çalışmanın son bölümünde RMR (veya GSI) değerine örselenme derecesine bağlı olarak uygulanabilecek bir indirgeme faktörü tanımlanmış olup, kullanımına ilişkin bir akış diyagramı da sunulmuştur.

KAYNAKLAR

- Bieniawski, ZT, 1989. Engineering Rock Mass Classifications. Wiley, New York, 215 pp.
- Hoek E, Carranza-Torres CT, Corkum B. 2002. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. In: Proceedings of the Fifth North American Rock Mechanics Symposium, Toronto, Canada, Vol. 1, p. 267-73.
- Hoek E, Diederichs MS. Empirical estimation of rock mass modulus. Int J Rock Mech Min Sci., 43, 677-678
- Hoek E, 1983. Strength of jointed rock masses, 1983 Rankine Lecture. Geotechnique, 33 (3), 187-223.
- Hoek E, 1998, Reliability of the Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 35 (1), 63-68.
- Hoek E, and Brown ET.1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proceedings of the Fifteenth Canadian Rock Mechanics Symposium, University of Toronto, 31-38.
- Hoek E, and Brown, E.T., 1980.Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining Metallurgy, London, 527 pp.
- Hoek E and Brown ET. 1997. Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 34 (8), 1165-1186.
- Hoek E, Kaiser PK, and Bawden WF 1995. Support of Underground Excavations in Hard Rock. A.A. Balkema, Rotterdam, 214 pp.
- Hoek E, Wood D, and Shah S 1992. A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proceedings ISRM Symposium: Eurock'92, Thomas Telford, 209-213.

- Kendorski FS, Cumming RA, Bieniawski ZT, and Skinner EH 1983. Rock mass classification for block caving mine drift support. Proceedings of the Fifteenth International Congress on Rock Mechanics, Melbourne, Australia, B51-B63.
- Sönmez H, Gökçeoğlu C, Nefeslioğlu HA, Kayabaşı A. 2006. Estimation of rock modulus: For intact rocks with an artificial neural network and for rock masses with a new empirical equation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 43(2), 224-235.
- Sönmez H and Ulusay R. 2002. A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modification to the criterion verified by slope stability case studies. Yerbilimleri (Earthsciences), 26: 77-99.
- Sönmez H 2001. Investigation of the applicability of the Hoek-Brown criteria to the failure behavior of the fissured clays. Unpublished PhD Thesis, Hacettepe University, Ankara, 215 p (in Turkish).
- Sönmez H and Gökçeoğlu C 2006. Discussion of the paper by E. Hoek and M.S. Diederichs "Empirical estimation of rock mass modulus". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 43, 671-676.
- Sönmez H and Ulusay R 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, (36), 743-760.
- Ulusay ve Sönmez 2002. Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri (Engineering Properties of Rock Masses), Jeoloji Mühendisleri Odası Yayın No.:60, 243s.

Seyrantepe barajı sol sahil heyelanının oluşumu, nedenleri, etkileri ve duraysızlıkların giderilmesi üzerine bir çalışma

A Case Study for Seyrantepe dam left side landslide's formation, reasons, effects, and remedition studies for unstabilities

M. Vardar & G. Şans

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Maslak Yerleşkesi-İstanbul

ÖZET: Baraj ve Hidro Elektrik Santralleri içinde bulunduğumuz dönemde enerji darboğazının giderilebilmesi için özendirilen ve hızla sonuçlandırılmaları için de destek verilen projelerdendir. Enerji kazanımının maksimizasyonu, eksen boyunun ve kazı miktarlarının minimizasyonu gibi fizibiliteyi artırıcı ve yatırımcıyı çekici yaklaşımlar, zaman baskısı altında çalışan yatırımcı ve projecilerin yer seçimi sırasında mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği çalışmalarını yeterince yaptırnamasına, ya da göz ardı etmesine neden olabilmektedir. Bazı durumlarda ise yalnızca jeoteknik raporlarla yetinildiği de görülmektedir.

Bu bildiride; yeterli ayrıntıda araştırmaların yapılmasına rağmen mühendislik jeolojisinin ana görevi olan "etkileşim bölgesi"ne, SANDER'e göre "Sistem Büyüklüğü"ne dikkat edilmemesi halinde yaşanabilecek sorunlar ve olumsuzluklar Peri Çayı üzerinde yapılmakta olan Seyrantepe Barajı ve Hidro Elektrik Santrali için örneklenmektedir.

Bu barajın sol sahilindeki enerji yapılarının kazısı sırasında barajın enerji yapılarını ve gövde dolgusunu tehdit eden bir heyelan oluşmuştur. Geçmişteki çalışmalar ve proje dokümanları incelendiğinde, kazı şevlerinin stabilite hesaplarında yeterli büyüklükte olmayan kesitlerinin kullanıldığı görülmüştür. Bildiride bunun sakıncaları açıklanmakta ve teknik girişim ile doğal ortam etkileşiminin irdelenmesi sırasında taş-kaya ilişkisinin doğru şekilde kurulmuş olmasının önemine de dikkat çekilmektedir. Ayrıca bu heyelanın nedenleri ve olası sonuçları açıklanmakta, duraysızlıkların giderilmesine ilişkin yorum ve değerlendirmeler tartışıldıktan sonra gerekli öneri ve çözümler sunulmaktadır.

ABSTRACT: Dams and Hydro Electric Stations are kind of projects that encouraged and supported due to remedation of energy difficulty, recently. Investors and project managers, have limited time conditions, could not make, or had to quit, engineering geological and rock mechanics studies sufficiently due to high level feasibility and fair approachments such as maximization of energy acquisition, and minimization of axis length and amount of excavation.

It is also observed that geological reports were supposed to be enough in some cases. In this paper, Seyrantepe Dam and Hydro Electric Satation, constructed on Peri Stream, is gave example of problems and negations due to lack of main function of engineering geology called "interaction zone" or "system size" according to SANDER, although investigations were taken sufficiently.

A threatened landslide took shape on energy structure of dam and body during excavation of power structures on left slope. When previous studies and project documents are examined, it is observed that incapable sections were used on stability analyses of excavation slope. Inconvenience conditions are explained and called attention to importance of forming strict relation beetween laboratory sample and in-situ rock conditions during technical effort and natural environment interaction studies. Besides, reasons and possible results of the landslide are explained, and necessary suggestions and answers are presented, after discussion of comments and prevention of instability evaluation.

1 GİRİŞ

Enerji Piyasası Kurumu'nun verdiği "Üretim Lisansı" yetkisi ile Elazığ İli Karakoçan İlçesi sınırlarındaki Peri Çayı üzerinde yapımı DARENHES Firması tarafından sürdürülmekte olan Seyrantepe Barajı ve HES'in sol sahilindeki enerji yapılarının kazuları sırasında, barajın enerji yapılarını ve gövde dolgusunu tehdit eden bir heyelan oluşmuştur.

Yerleştirilen gözlem ve izleme noktalarındaki ölçme çalışmaları heyelanın giderek hızlandığını ve gelişerek yamaca doğru ilerlemekte olduğunu göstermiştir (Foto 1). Bu bildiride oluşan heyelanın nedenleri, etkileri ve duraysızlıkların giderilmesine ilişkin yorum ve değerlendirmeler tartışılmaktadır.

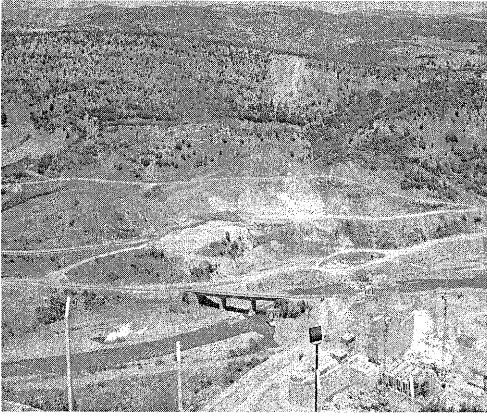
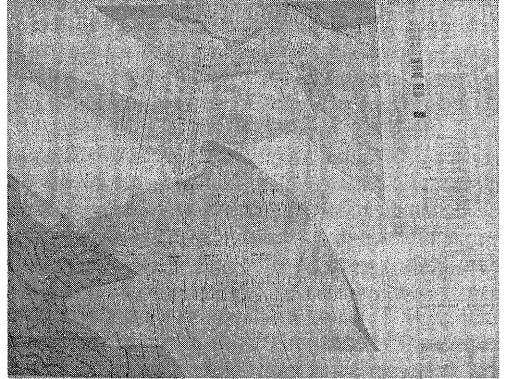


Foto 1. İnceleme alanına Darenhes Seyrantepe Şantiyesinden bakış (Vardar, 11.07.2006)

Karşılaşılmış olan kütle hareketi sorunlarının anlaşılmasına yardımcı olmak üzere Seyrantepe Barajı ve Hidroelektrik Santral Projesine ilişkin çalışma ve bilgilerin yer aldığı mevcut dokümanlar ayrıntıda incelenmiştir. Sonuçta Seyrantepe Barajı eksen yeri ve dolayının genel jeolojik değerlendirmesinin, litolojik birimlerin tanımı ve adlandırılmasının, neotektonik yorumunun, yapısal Jeoloji ve depremsellik etüdünün olabildiğince eksiksiz ve kusursuz olarak yapılmış olduğu anlaşılmıştır. Ancak aynı yere ait mühendislik jeolojisi çalışmalarında ve jeoteknik araştırmalarda özellikle sol sahilde barajı etkileyebilecek "**Sistem Büyüklüğü**" nün yeterince dikkate alınmadığı, bu çalışmaların daha dar bir bölgeyi kapsadığı, jeolojik haritalarda sol sahilde çizilmiş olan fayların önemli bir kısmının baraj eksen yerinin mühendislik jeolojisi kesitlerinde yer almadığı görülmüştür. Bu yaklaşım projeci tarafından da benimsenerek aynen kullanılmış ve hesaplar yapım sırasında ve

sonrasında oluşabilecek olumsuz etkileşimleri sorgulayamayan bu kesitlerle sınırlandırılmıştır. Bu bakımdan, arazi morfolojisindeki anomaliyi açıklayan ve jeomekanik değerlendirmelere yön verecek yeterli bir mühendislik jeolojisi modelinin kurulmamış olduğu anlaşılmaktadır. Hazırlanmış olan 1/1000 ölçekli Baraj ve Tesisleri Kazı Planı paftasında da harita alanının küçüklüğü nedeniyle sol yamaca yerleştirilmiş olan santralin kuzeyindeki sorunlu jeolojik ve jeomorfoljik durumu dikkate alan bir gösterimin bulunmadığı görülmüştür (Şek. 1).

Raporlarda kayaçların ayrışma, kırılma ve ezilerek ufalanmaya bağlı mekanik özellik değişimini dikkate alan mekanik parametre tanımlarına da rastlanamamıştır. Akarsu yatağındaki pressiometre deneyleri ile belirlenmiş olan parametrelerin de Aglomera-tüf-bazalt tepesiğinin (tavan bloğunun) Kuşaklı flişi üzerindeki kayma-sürünme (krip) mekanizmasının irdelenmesinde ve su etkisiyle yumuşamış olan killi marn düzeyleri için kullanılmış olduğunu gösteren bilgilere de ulaşamamıştır. Sol sahildeki yüksek ve basamaklı kazı şevlerinin tasarımında ve hesabında bu dokunaklar ve parçalanmış diğer kayaçlar için hangi parametrelerle çalışılmış olduğu hakkında da bilgi edinilememiştir.



Şekil 1. Baraj Yeri ve Tesisleri Dolayının Mühendislik Jeolojisi Haritası (Şantiyede çekilmiş Fotoğraf, Vardar, 11.07.2006)

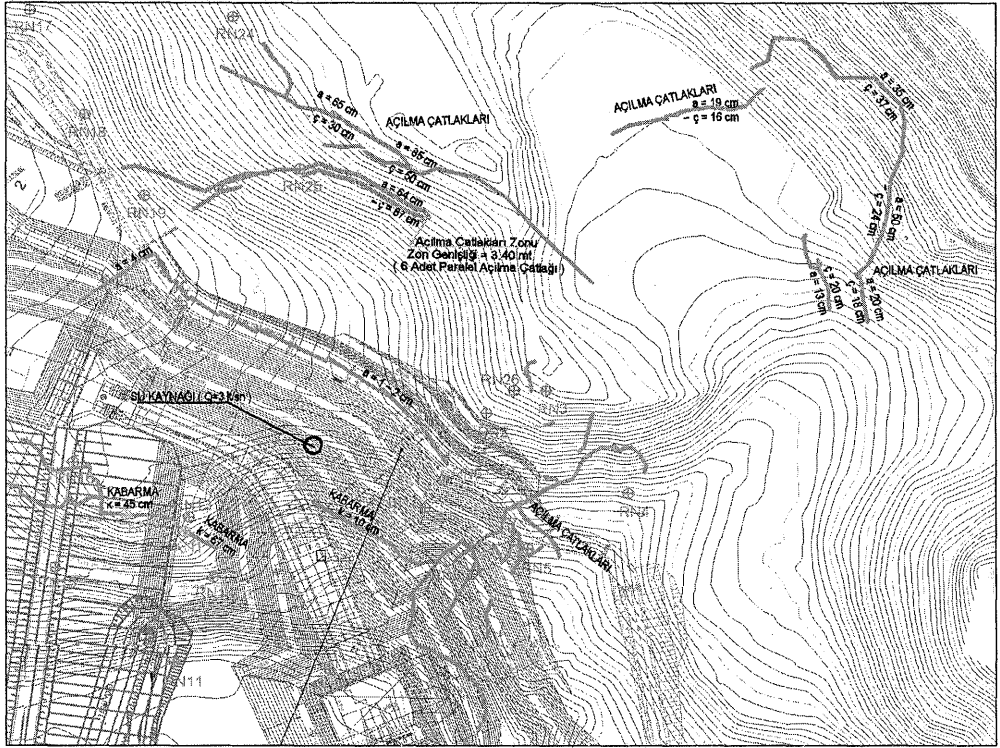
2 JEOLJİK DURUM ve ARAZİ TESPİTLERİ

Seyrantepe Barajı ve HES için seçilen Elazığ ili Karakoçan ilçesi Peri Çayı bölgesi ve civarında görünür temeli Üst Senoniyen yaşlı aglomera-tüf-bazalt-tüfit ardalıanmalı volkanitler ve sedimanter kayalar oluşturur.

Bu birimleri, Orta Eosen – Alt Miyosen yaşlı marn ara katkılı karasal kırıntılılar izler. Üst-Miyosen – Pliyosen yaşlı Bazaltlar baraj eksenine ve

civarında geniş bir yayılıma sahiptir. Ayrıca, bazaltların ve tüfit litolojilerinin ayrışma ürünü olan kil oranı yüksek marn seviyeleri vardır.

giderek yaygınlaşmakta olduğu saptanmıştır (Şek. 2).



Şekil 2. Sol sahil heyelanının gözlenebilen sınırları, oluşturduğu çatlak türleri ve miktarları

Vadi yamaçlarında, çakıl ve blokları çoğunlukla volkanik kökenli olan güncel yamaç molozu bulunmaktadır. Tüm bu litolojilerin Peri çayı' nın taşıdığı Kuvaterner yaşlı dere alüvyonu üzerler.

Arazide baraj yeri ve dolayındaki hareketi izleyebilmek için 26 adet ölçme noktası tahsis edilmiştir. Bu noktalarda 26 Mayıs 2006 tarihinden itibaren ölçümlere başlanmıştır.

Arazi çalışmaları öncesinde hareketleri izleyen ölçüm noktalarının ve heyelana bağlı olarak gelişen çatlakların işaretlenmiş olduğu 1:1000 ölçekli topografik harita ile 26 Mayıs-07 Haziran 2006 tarihleri arasındaki deformasyon ölçüleri incelenmiştir.

Bu veriler değerlendirildiğinde, sol yakadaki kayma sahasının 15.2 ha lık bir alanı kapsadığı ve genel hareket yönünün SW' ya doğru olduğu anlaşılmıştır. Burada hızlanmalı aşamaya gelmiş, akut bir heyelanın mevcut olduğu görülmüştür. Heyelanın Peri çayı kıyısından başlayarak yaklaşık 550x300 m'lik bir alanı doğrudan etkilenmekte ve

Heyelanın ayrılma-açılma ve çökmelerle gelişen taç bölgesinin projelendirmede dikkate alınan Mühendislik Jeolojisi haritasının dışında kalmakta olduğu, açılma-kayma kırıklarının ve kabarmaların görüldüğü kazı bölgesinin ise bu harita içinde bulunduğu, açılma-çekme çatlaklarının üstünün olası yağışlardan gelebilecek su girişlerini engellemek için plastik ile örtülmüş olduğu tespit edilmiştir (Foto 2).

Bazalt-tüfit tepeciğinin gerisinde (kuzeyinde) yaklaşık 120 m genişliğinde NW-SE uzantılı bir çöküntü havzasının bulunduğu saptanmıştır. Toprak kalitesi ve bitki örtüsü incelendiğinde bu alanın genelde açılarak genişlemekte ve çökmeler sonucunda göllenmekte (çayır-bataklık) olduğu görülmüştür. Yamaçlardan yuvarlanan bazalt, aglomera ve tüf blokları ile ayrışma ürünü olan yüksek plastisiteli killerin açılan bu çukuru doldurmakta olduğu ve bunun sonucunda ortamın tipik bir yamaç molozu görünümü kazandığı anlaşılmıştır.

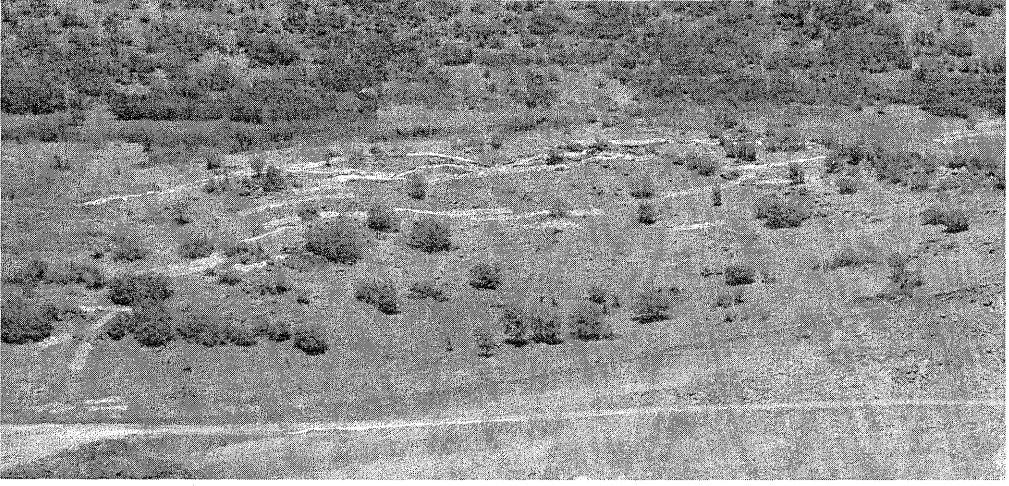


Foto 2. Su girişlerini engellemek için plastik ile örtülen çatlaklar (Vardar,11.07.2006)

Havzanın bu durumu bazalt-aglomera tepeciğinin ana yamaçlardan Peri Çayı yatağına doğru sürekli olarak kaymakta ve uzaklaşmakta olduğunu, bilimsel tanımıyla buranın *canlı bir krip arazisi* olduğunu göstermektedir. Sonuç olarak; ana yamaçtan faylanmayla aşağıya düşmüş ve Kuşaklı flišine saplanmış olan tavan bloğu, ayrıışan ve su ile dayanımını kaybeden killi-marınlar içinde ve üstünde yeraltı suyu basıncı ve Peri Çayının topuğu aşındırmasına bağlı olarak uzun süreden beri krip halindedir. Bu hareketlerin zaman zaman ve mevsimsel olarak hızlanmalı ya da duraksamalı dönemler geçirmesi de bu sürecin tabiatı gereğidir. Durağan dönemlerde fay zonu olarak yorumlanabilecek olan bu kesim, hızlanmalı dönemlerde heyelan karakterinde de olabilmektedir.

Kanal kazısının topuk bölgesinde 90 cm yi aşan kabarmalara, boyuna ilerleyen kırıklara, aynada kaşksı kırılmalara neden olduğu ve bu hareketlerin artarak sürdüğü tespit edilmiştir (Foto 3).

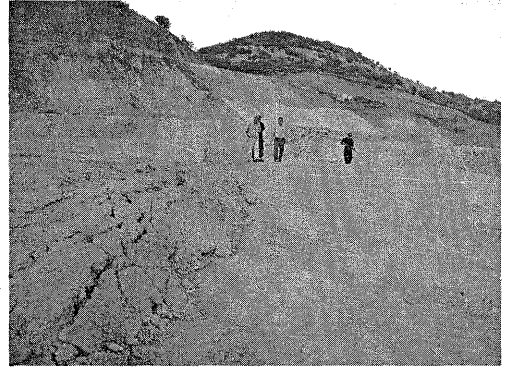
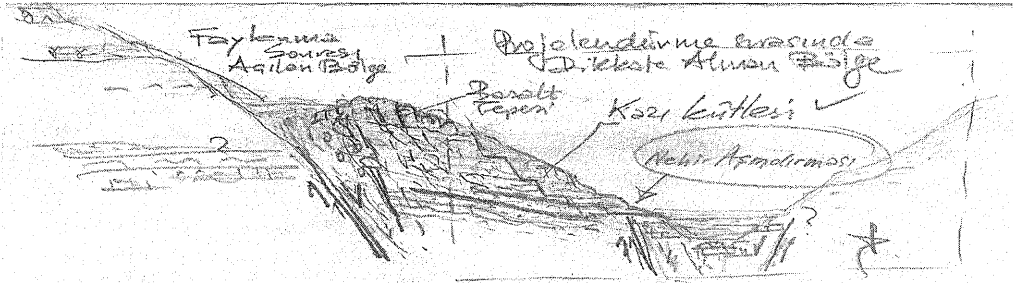


Foto 3. Arazide kazı bölgesinde görülen kabarmalar, kırıklar ve yenilme mekanizmaları (Vardar,11.07.2006)



Şekil 3. Sol sahil heyelanının ilk yorumu (Görüşme eskizi, Vardar,11.07.2006)

Bunların harekete geçmiş olan kriptin içinde, ondan bağımsız olarak, kazı şevlerinin yenilme-göçmesi sonucunda gelişen ikincil heyelan mekanizmaları olduğu görülmüştür. Bu incelemeler sonrasında beklenen olası hareket mekanizması ve kurulan arazi modeli Şekil 3'te verilmiştir.

Arazi tespitleri ve harita değerlendirmeleri kripe bağlı hareket miktarının 120 m dolayında olduğunu göstermiştir. Buna göre; yıllık ortalama hareket miktarının 3-10 cm olması beklendiğinde, buradaki duraysızlığın 1200-4000 yıldan bu yana etkin olduğu düşünülmektedir. Bu zorlamalar tavan bloğundaki farklı litolojileri kırarak, ezerek, yoğurarak ve zayıf kesme düzlemleri üzerinde öteleyip kıvrımlandırarak onları birbirinin içine geçecek şekilde değiştirmektedir. Bu durum kazı şevlerinin harekete geçmiş olan aynalarında çok belirgindir (Foto 4).

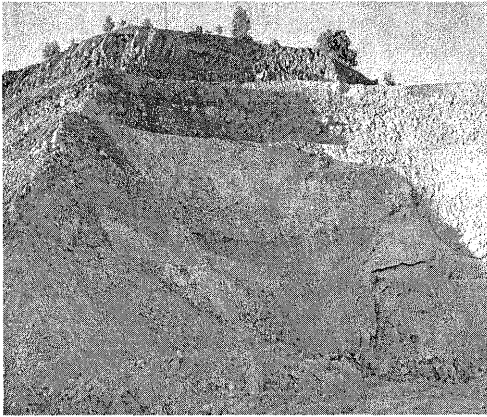


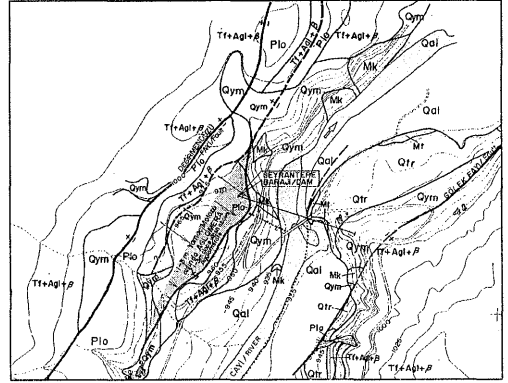
Foto 4. Kazı aynalarında görülen birbiri üzerine geçmiş, ufalanmış ve kıvrılmış kayalar ve şev yenilmesiyle oluşan tipik heyelan.

3 HEYELANIN OLUŞUMU VE NEDENLERİ

Seyrantepe Barajı eksen yeri sol sahilinin jeolojik bakımdan kritik durumda olduğu projelendirme öncesindeki araştırmalar sırasında belirlenmiş ve fay izlerindeki alışılmamış kıvrımlanma haritalarda gösterilmiştir (Şek. 4).

Ancak projelendirme aşamasında etkileme/etkilenme alanının (sistem büyüklüğünün) küçük tutulmuş olduğu ve krip olayının yeterince öne çıkarılmamış olduğu görülmektedir. Öğrenilebildiği kadarıyla faylanma ve ötelenmiş olan blokları etkileyen mevcut kuvvetler ve gerilme durumlarını, kayaların kırılma-yenilme-ayırışma sonrası sahip olabilecekleri mekanik dayanım (in-situ) parametrelerini, su burgacına (türbülansına) ve taşkına bağlı topuk oyulmalarını, yeraltı suyunu ve

bölgenin depremselliğini de bir arada dikkate alan kazı ve şevlendirme hesapları yapılmamıştır.



Şekil 4. Jeolojik haritada gösterilen ve yatay ötelenmenin göstergesi olan kıvrımlı fay çizgisi

Bunun sonucunda kazıların krip halindeki sistemi topuktan yük kaldırmaya bağlı olarak hangi ölçüde etkileyeceği ve harekete geçirebileceği de yeterince anlaşılamamış ve heyelan olasılığı ön görülememiştir. Benzer şekilde, kazı aynalarında oluşan şev yenilmelerine bağlı kaymalar da önceden belirlenememiştir.

Heyelanın görünür oluşum nedeni; krip halinde bulunan bir *"tepenin denge durumunun kazı çalışmaları sırasında topuktan yük kaldırmaya bağlı olarak bozulmuş olması"*dır.

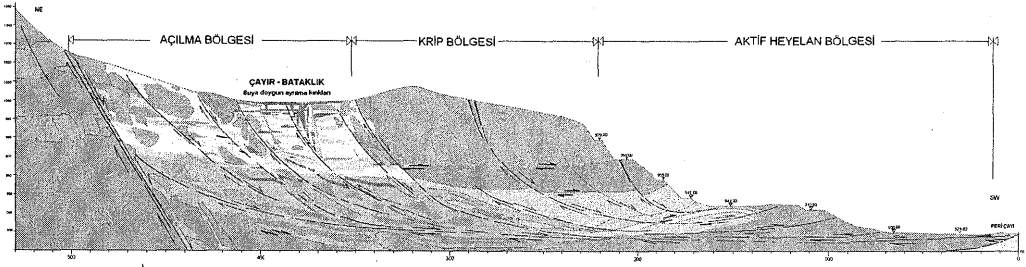
S-SW ya doğru hareket eden heyelanın mekanizmasını açıklamak üzere NE-SW doğrultusunda bir kesit çıkarılmıştır. Buna göre heyelan alanı, bütününde 1) Aktif Heyelan Bölgesi 2) Krip bölgesi ve 3) Açılma Bölgesi olmak üzere üç bölgeden oluşmaktadır (Şek. 5).

Aktif heyelan bölgesi, üzerindeki ağırlık altında latent plastik durumda olan ezilmiş-kırılanmış ve ayrılmış olan tüfit ve marınların kazı sonucu üç eksenli gerilme durumunun bozulmasına bağlı olarak yenilmesi ile meydana gelen şev ve ayna kaymalarının görüldüğü kesimdir.

İkinci bölge bazalt-aglomera tepesinin ağırlığı altında suya doygun killi marn dokunağının üzerinde krip durumunda olan kütlenin, önündeki tutucu topuğun kazılıp alınması sonucunda harekete geçen kesimdir.

Üçüncü bölge bu kayan kütlenin arkasındaki açılan kesim olup, yamaçtaki dolguların kaymasına ve heyelanın ilerlemesine neden olmaktadır.

Bu bölgeler NNE doğrultulu faylarla komşu bölgelerden ayrılmış durumdadır.



Şekil 5. Seyrantepe Barajı sol yaka heyelanının üç bölge mekanizması

4 DEPLASMANLARIN DEĞERLENDİRMESİ VE SORUNLARIN GİDERİLMESİNE İLİŞKİN ÖNERİLER

11 Haziran 2006 tarihindeki ilk arazi incelemeleri ve ölçüm noktalarındaki okumaların değerlendirilmesinden sonra şantiyede yapılan toplantıda heyelandaki hareketlerin giderek hızlandığı ve acilen topuk bölgesindeki her türlü kazı işleminin durdurularak olabilen en kısa sürede topuğun yüklenmesi için bütün teknik olanakların **dolgu çalışmalarına yönlendirilmesi** kararına varılmıştır.

Buna göre:

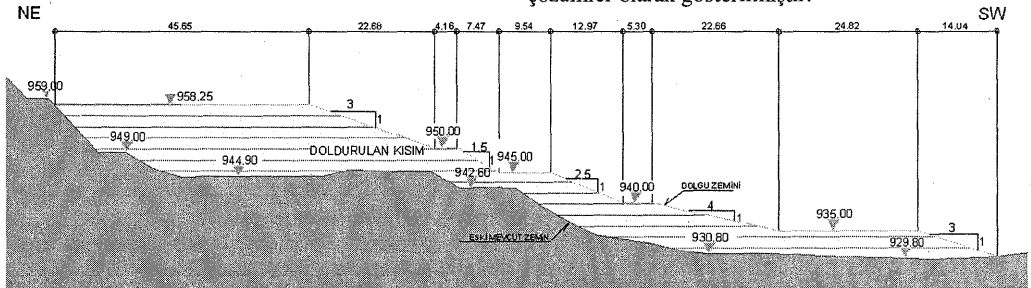
1. Dolgu malzemesi olarak öncelikle hazırda duran elek üstü dere malzemelerin kullanılmasına,
2. Dolgu çalışmalarına hızla ve eş zamanlı olarak 930 ve 942-945 kotlarında başlanmasına
3. En alt dolgu tabanında kuşaklama ve kılıçlama hendeklerinden oluşan drenaj amaçlı bir ağın oluşturulmasına
4. Bunların Peri Çayı yatağındaki boylanmış çakıllar ile doldurulmasına
5. Su getiren kaynağın borularla ve
6. Üst dolgu palyelerinin şev içinde açılan filtre yarıklarıyla bu drenaj ağına bağlanmasına
7. Düzenli ölçümlerle hareketlerin izlenmesine ve dolgu çalışmalarının bunlara göre yürütülmesine karar verilmiştir (Şek. 6).

İlk aşama önlemleri için gereken organizasyon mükemmel bir şekilde ve hızla yapılarak önerilen çalışmalara hemen başlanılmıştır. Heyelan topuğunda başlatılan bu dolgu ve drenaj düzenlemeleri, daha ikinci gününde olumlu etkilerini göstermiş ve hareketler sönümlenmeye başlamıştır.

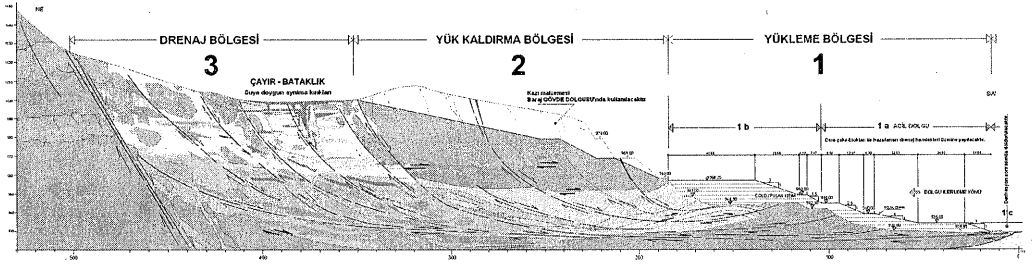
Ancak; birinci bölgedeki hareketlerin durdurulması için acil olarak yürütülen “topuğun drenaj önemli yüklenmesi” (topuk dolgusu) çalışmalarının krip mekanizması üzerinde uzun süreli, kalıcı ve güvenilir bir ortamın elde edilmesi için yeterli olamayacağı, etkin ve daha kapsamlı ek önlemlerin alınmasını gerektireceği anlaşıldığından mevsim koşulları da dikkate alınarak ara verilmeksizin (Şek. 7)

- İkinci bölgede arazinin tıraşlanarak **tepe üzerindeki yükün alınması** ve
- Üçüncü **ayırılma-çökme bölgesinde etkin bir yüzey drenajı** yapılması ve
- Tüm etki bölgesini kapsayacak şekilde arazinin düzenlenmesi öngörülmüştür.

İkinci bölgede arazinin tıraşlanarak **tepe üzerindeki yükün alınması** çalışmalarında genel şev eğiminin 1:4 olarak (14 derece) dolayında seçilmesi önerilmiştir. Çıkan kazı malzemesinin baraj dolgusunda kullanılması ve mevcut tepenin bu amaçla değerlendirilmesi tarafımızdan hem ekonomiklik hem de stabilite açısından en uygun çözümler olarak gösterilmiştir.



Şekil 6. Ortak görüş doğrultusunda önerilen topuk dolgusu



Şekil 7. Heyelanlı-krip alanının sürekli duraylılığını sağlamak üzere farklı bölgeler için gerekli görülen bütünsel önlem paketi

Sol sahilin bu önlemler sonrasında bile Enerji Santrali ve Su alma yapıları için uygun bir temel oluşturmayacağı bilindiğinden bu yapıların yerlerinin değiştirilmesi istenmiştir. Baraj eksen yerindeki kayaların bu hareketler sırasında oynamış ve gevşemiş olması, alınacak tüm önlemlerin başarılı olması durumunda bile, baraj gövdesi için **membaya doğru kaydırılmış yeni bir eksen yerinin belirlenmesini, buna bağlı olarak yeni araştırma programlarını ve ciddi proje değişikliklerini** gerektirmiştir. Bu alanda geniş kapsamlı ve ayrıntılı araştırma ve değerlendirmelere kesinlikle ihtiyaç olduğu ve sol sahilin asla örselenmeden baraj gövdesi tarafından desteklenmesinin ve ek önlemlerle de iyileştirilmesinin gerektiği vurgulanmıştır.

KAYNAKLAR

- Berilpınar Sondaj Ltd. Şti. 2003. *Seyrantepe Barajı Aks Yerinde Yapılan Presiyometre Deney Sonuçları Raporu.*
- Berilpınar Sondaj Ltd. Şti. 2003. *Seyrantepe Barajı ve HES Araştırma Kuyuları Raporu.*
- ERA Jeoloji-Jeoteknik Hizmetler Ltd. Şti. 2004. *Seyrantepe Barajı ve HES Projesi Mühendislik Jeolojisi Sonuç Raporu.*
- ERA Jeoloji-Jeoteknik Hizmetler Ltd. Şti. 2004. *Seyrantepe Barajı ve HES Projesi Deprem Risk Analiz Raporu.*
- Koçyiğit, A. 2003. *Seyrantepe Barajı ve Hidroelektrik Santral Yerinin Stratifrafik Jeoloji Özellikleri ve Depremselliği.*
- Koçyiğit, A. 2004. *Seyrantepe Barajı İletim Tünelinin İşletmeye Alınması Bağın ve Golan Kaplıcalarını Etkiler mi?*

Design of underwater tunnel linings of an arbitrary cross-section shape

I.Yu. Voronina, P.V. Deev & S.I. Khrenov

Department of Materials Mechanics, Tula State University, Tula, Russia

ABSTRACT: A new analytical method of undersea or under-river tunnel linings design is described in the paper presented. The method allows obtaining non-circular linings stress state caused by the action of the rock own weight and water pressure on the bottom including the case of water penetration into the rock mass. Examples of the design and results of the investigation of the lining stress state depending on basic influencing factors are given.

1 INTRODUCTION

One of basic features of the undersea and under-river tunnel linings design is the necessity of taking into account the action of the water pressure uniformly distributed on the bottom surface and the possible water penetration into the bottom rock surrounding the tunnels.

With this aim an analytical method of designing undersea and under-river tunnel linings of a circular cross-section shape under the action of the bottom rocks own weight, water pressure on the bottom or the pressure of water penetrating through the bottom rocks was developed by Fotieva & Bulychev (1997). The method is based on mathematical modelling the interaction of the tunnel lining with the surrounding rock mass undergoing the pressure of water above the bottom or with the water bearing rock mass (in the case of water penetration through the bottom rock) having an initial stress field caused by the rock own weight and by the whole water head counted off from the tunnel axis. Further that method was generalized for designing multi-layer linings of undersea and under-river tunnels (Fotieva & Bulychev 2000) and for designing linings of several parallel circular undersea and under-river tunnels (Fotieva et al. 2003).

A new analytical method of designing underwater tunnel linings of an arbitrary cross-section shape undergoing the actions of the rock own weight and water pressure on the bottom including the case of water penetration into the rock mass of the bottom is described in the paper presented.

2 THE METHOD OF THE DESIGN

The method is based on consideration of tunnel lining and the surrounding rock mass as elements of a united deformable system and on the analytical solution of the corresponding elasticity theory plane problem for a semi-infinite linearly deformable medium simulating the bottom rock mass weakened by an arbitrary shape opening supported by a ring simulating the tunnel lining. The design scheme is given in Figure 1.

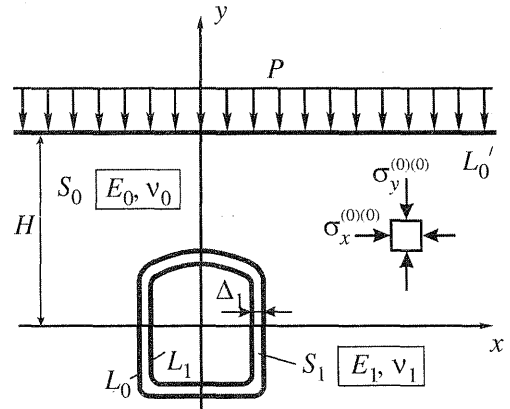


Fig. 1. The design scheme for determination the stress state of the underwater tunnel lining

Here the heavy homogeneous isotropic semi-infinite linearly deformable medium S_0 , restricted by a straight boundary L_0' and by the outline L_0 of the

opening of an arbitrary form (with the one axis of symmetry), the mechanical properties of which are characterized by the deformation modulus E_0 and the Poisson's ratio ν_0 , simulates the soil (rock) mass. The ring S_1 with the internal outline L_1 from the material having the deformation characteristics E_1 , ν_1 supporting the opening located on the depth H simulates the tunnel lining.

The medium S_0 and the ring S_1 undergo deformation together i.e. conditions of continuity of vectors of complete stresses and displacements are satisfied on the contact line L_0 . The internal outline L_1 of the ring is free from loads.

There are two cases under consideration, when the rock mass assumed waterproof (case 1) and when water can penetrate into it (case 2). These two cases may be solved as a single problem for the medium having following initial stresses

$$\begin{aligned}\sigma_x^{(0)} &= -[\lambda \gamma' (H - y) + \gamma_w H_w] \alpha^*, \\ \sigma_y^{(0)} &= -[\gamma' (H - y) + \gamma_w H_w] \alpha^*,\end{aligned}\quad (1)$$

where H_w - depth of the sea (river), γ_w - water unit weight, α^* - correcting multiplier introduced for an approximate registration of the influence of the distance l_0 between the lining and the tunnel face,

$$\begin{aligned}\gamma' &= \begin{cases} \gamma & \text{in case 1,} \\ \gamma^* + \gamma_w & \text{in case 2;} \end{cases} \\ \lambda' &= \begin{cases} \lambda & \text{in case 1,} \\ \lambda + (1 - \lambda) \frac{\gamma_w}{\gamma'} & \text{in case 2.} \end{cases}\end{aligned}\quad (2)$$

Here γ - rock unit weight, γ^* - bearing water rock unit weight, λ - lateral pressure coefficient in an intact rock mass.

Coefficient α^* is determined by empirical formula obtained from the data of numerical modelling (Bulychev 2002)

$$\alpha^* = \begin{cases} 0.6e^{-1.38l_0/R_0} & \text{in case 1,} \\ 0.6 & \text{in case 2,} \end{cases}\quad (3)$$

where R_0 is average radius of the opening.

The described problem of the elasticity theory has been solved with the application of the complex variable analytic functions theory (Muskhelishvili 1966), apparatus of the analytical continuation of complex potentials characterising the stress-strain state of the lower semi-plane out of a hole restricted by the L_0 outline, into the upper semi-plane across the straight boundary L'_0 (Aramanovich 1955), conform mappings and complex series. Such an approach allows to solve the problem considered with the aid of the iteration

process (Fotieva et al. 1996) applying in every approximation a solution of the problem for a non-circular ring supporting an opening in a whole plane at the boundary conditions including some additional members reflecting the influence of the straight boundary of the semi-plane. Those members are represented in the form of the Laurent's series the unknown coefficients of which are specified on the each step of iterations.

3 EXAMPLES OF THE DESIGN

As an example the monolithic concrete tunnel lining is considered. The form and sizes of the lining are shown in Figure 2.

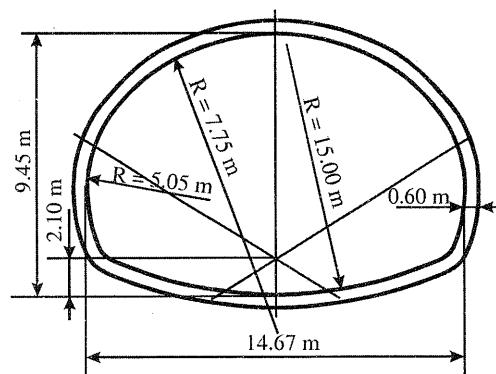


Figure 2. The lining cross-section

The input data for the design are the following: $E_0 = 1000$ MPa, $\nu_0 = 0.35$, $\gamma = 0.0265$ MN/m³, $\gamma^* = 0.017$ MN/m³, $\lambda = 0.54$, $E_1 = 30,000$ MPa, $\nu_1 = 0.2$, $H = 20$ m, $\alpha^* = 0.6$, $P = 200$ kN/m.

The diagrams of circumferential stresses $\sigma_\theta^{(m)}$, $\sigma_\theta^{(ex)}$ appearing on the internal and external outlines of the lining cross-section are given in Figure 3a, b correspondingly. The stresses obtained in the case of waterproof rock are given in solid lines, the stresses in the case of water filtration - in dotted lines.

In order to evaluate the stress state of the lining in the other conditions the multi-variant calculations have been fulfilled. Results of the calculations are given as dependencies of maximal compressive (negative) and maximal tensile (positive) stresses on the relation between deformation modules of the rock mass and the lining material E_0/E_1 and lining thickness Δ .

Dependencies of maximal compressive and tensile stresses appearing on the internal lining cross-section outline on the relation E_0/E_1 are shown in Figure 4 where curves 1, 2, 3 correspond the thickness of the overburden $H' = 4$ m, 10 m, 20 m.

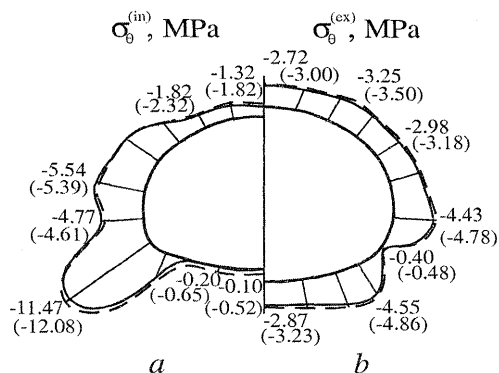


Figure 3. Distributions of circumferential stresses along the internal (a) and external (b) lining cross-section outlines

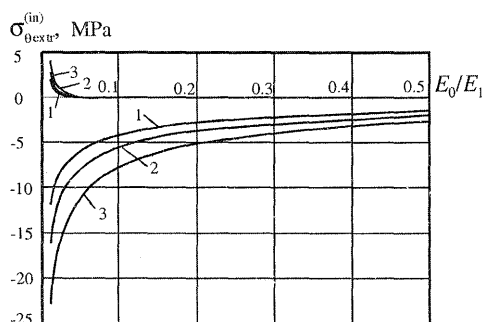


Fig. 4. Dependencies of the extreme stresses on the internal lining outline on the relation between deformation modules of the soil and lining material: 1 - $H' = 4$ m, 2 - $H' = 10$ m, 3 - $H' = 20$ m.

As one can see from Figure 4 maximal compressive stresses decrease with the increase of the relation E_0/E_1 and rise with the tunnel depth. Maximal tensile stresses appear only if the relation E_0/E_1 is less than 0.1.

Dependencies of maximal compressive and tensile stresses appearing on the internal lining cross-section outline on lining thickness Δ are shown in Figure 5 where curves 1, 2, 3 correspond to the lateral pressure coefficient in an intact rock mass $\lambda = 0.2; 0.5; 1.0$.

One can see from Figure 5 that maximal compressive stresses appearing on the lining cross-section internal outline decrease with the increase of the line thickness and rise with coefficient λ . Maximal tensile stresses rise with the increase of the line thickness and drop with coefficient λ .

Corresponding dependencies for case of water filtration have the same shape.

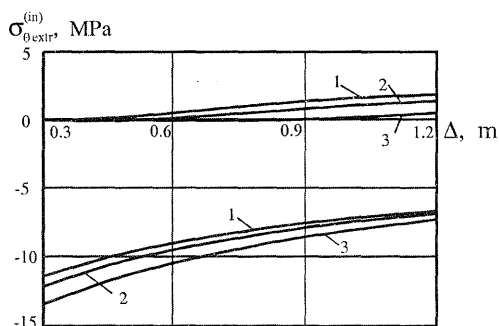


Fig. 5. Dependencies of the extreme stresses on the internal lining outline on the lining thickness: 1 - $\lambda = 0.2$; 2 - $\lambda = 0.5$; 3 - $\lambda = 1.0$.

4 CONCLUSION

The method proposed allows the stress state of undersea and under-river tunnel linings of an arbitrary cross-section shape to be determined. The influence of time-dependent properties of rocks on the linings stress state may be taken into account on the basis of the linear hereditary creep theory applying the method of variable modules according to which characteristics of rocks deformability included in the elastic solution are represented as time functions.

The method may be generalized for the design of undersea parallel tunnel linings of arbitrary cross-section shapes.

REFERENCES

- Aramanovich, I.G. 1955. Distribution of stresses in an elastic semi-plane weakened by a supported circular opening. *Reports of AN USSR, issue 104, N 3*: P. 372-375.
- Bulychev, N.S. 2002. On designing tunnel linings in very soft soils. *Problems of Underground Construction. Proc. of International Conference*, Tula, Russia: 35-37.
- Fotieva, N.N. & Bulychev, N.S. 1997. Design of undersea and under-river tunnel linings. *ARMS'97 Proc. of the 1st Asian Rock Mechanics Symp.*, vol. 1, Seoul, Korea. Rotterdam: Balkema. 211-215.
- Fotieva, N.N. & Bulychev, N.S. 2000. Design of under-river tunnel multi-layer linings. *Geocology and Computers. Proc. of the third intern. conf. on advances of computer methods in geotechnical and geoenvironmental engineering, 1-4 February 2000*. Rotterdam: Balkema: 109-111.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S. & Sammal, A.S. 1996. Design of shallow tunnel linings. *Proc. ISRM Int. Symp.*, Torino, Italy: 654-661.
- Fotieva, N.N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S. & Voronina, I.Yu. 2003. Design of parallel mutually influencing undersea and under-river tunnel linings. *Proc. of the ITA World Tunnel Congress 2003, Volume 2, Amsterdam, the Netherlands*: 1123-1125.
- Muskhelishvili, N.I. 1966. *Some Basic Problems of Mathematical Elasticity Theory*. Nauka, Moscow.

KöprükÖy (Bala-Ankara) granitleri için puanlama esaslı kaya malzemesi bozunma sınıflamaları ve bunların karşılaştırılması

A rating based rock material weathering classifications for the KöprükÖy (Bala-Ankara) granites and their comparison

G. Elmasoğlu, C. Gökçeoğlu & R. Ulusay

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06532 Beytepe ANKARA

ÖZET: Kaya mühendisliği uygulamalarında mevcut bozunma sınıflaması sistemlerinde sınıf aralıkları arasında kesin sınırlar konmuş olması, sınıf sınır değerlerindeki geçişlerden ve öznel değerlendirmelerden kaynaklanan bazı belirsizlikler nedeniyle uygulamada tanımlama güçlüklerine neden olmaktadır. Bu çalışmada, söz konusu belirsizliklerin giderilebilmesine katkı sağlamak amacıyla kayacın basit indeks ve petrografik özelliklerinden yararlanılarak kaya malzemesi için puanlama esaslı bozunma sınıflaması sistemlerinin uygulanabilirliği araştırılmıştır. Bu amaçla; KöprükÖy (Bala, Ankara) civarındaki granitler çalışmanın malzemesi olarak seçilmiş ve farklı bozunma derecelerine sahip örnekler derlenerek bunlar üzerinde mineralojik-petrografik analizler ve bazı kaya mekaniği deneyleri yapılmıştır. Saha tanımlamaları ve petrografik değerlendirmeler esas alınarak gruplandırılan örneklerin bazı fiziksel özellikleri ve tek eksenli sıkışma dayanımları istatistiksel analizler yapılarak bozunma dereceleriyle ilişkilendirilmiş ve en iyi ilişkinin gözeneklilik ile disk makaslama dayanım indeksi (BPI) parametreleriyle elde edilebildiği belirlenmiştir. Bu parametreler kullanılarak regresyon modeli ve Mamdani bulanık mantık algoritmasıyla kaya malzemesi için bozunma sınıflamaları geliştirilmiştir. Yapılan değerlendirmeler, söz konusu granitler için her iki yöntemin de hemen hemen aynı performansı sergilediklerini göstermiştir.

ABSTRACT: In rock engineering applications, certain boundaries between different weathering grades of the existing classification systems result in some difficulties in descriptions due to some uncertainties such as transitions between the class boundaries and subjective assessments. In order to provide a contribution to this subject, in this study, the applicability of rating-based weathering classification systems was investigated for rock material considering its simple index and petrographical properties. For the purpose, the granites around KöprükÖy (Bala-Ankara) were selected as the material of the study and some rock mechanics tests in conjunction with mineralogical-petrographical analyses were conducted on the granite samples with different degrees of weathering. Some physical properties and uniaxial compressive strength of the specimens, which were classified based on visual expressions and petrographical assessments, were correlated with their degrees of weathering, and the strongest relationship was found between weathering degree and porosity and block punch index (BPI). Using these two parameters, two weathering classification systems for rock material based on regression model and Mamdani fuzzy logic algorithm were developed. The assessments suggested that both models exhibited approximately same prediction performance.

1 GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bozunma, belirli sıcaklık ve basınç altında oluşmuş kayaların ve/veya minerallerin atmosferik koşullarda ve sığ derinliklerde maruz kaldıkları fiziksel ve/veya kimyasal değişimdir. Bozunma süreçleri kayaların mineralojik özelliklerinin yanı sıra, mühendislik özelliklerinde de önemli değişikliklere neden olmaktadır. Dolayısıyla

bozunmanın derecesinin, derinliğinin ve bozunma ürünlerinin mühendislik parametrelerinin doğru bir şekilde belirlenmesi kaya mühendisliği uygulamalarının ekonomik ve güvenli şekilde planlanması ve tanımlanması açısından önem taşımaktadır. Mühendislik amaçlı bozunma derecesi sınıflamalarının önemli bir kısmı granitik kayalar için önerilmiş olup, bunların ağırlıklı bir bölümünde mineralojik (örneğin; İrfan ve Dearman, 1978; Gupta ve Rao, 2000) ve/veya görsel ölçütler

(ANON, 1972 ve 1995; ISRM, 1978) esas alınmıştır. Ancak görsel ölçütler, araştırmacıların deneyimlerine bağlı olarak, zaman zaman öznel değerlendirmelerin yapılmasına neden olduğu için, son yıllarda bu özneliğin giderilmesi amacıyla bazı araştırmacılar (Price, 1993; Arıkan, 2002) bazı kaya türleri için puanlamaya dayalı bozunma sınıflamaları da önermişlerdir.

Bu çalışmada, yukarıda belirtilen önceki pek çok sınıflama sisteminin kapsamı gereği ortaya çıkan öznel değerlendirmelerin giderilmesine katkıda bulunulması amacıyla basit indeks mühendislik deneylerinden ve mineralojik-petrografik çözümlmelerden yararlanılarak, kaya malzemesi için regresyon ve bulanık mantık tabanlı bozunma sınıflaması sistemlerinin geliştirilip bunların uygulanabilirliklerinin sınanması amaçlanmıştır. Bu amaçla, Köprüköy (Bala-Ankara) civarındaki granitler araştırmanın malzemesi olarak seçilmiştir.

Bozunma dereceleri sahada tanımlanmış ve laboratuvar deneyleri için yeterli nitelik ve nicelikte blok örnekler alınmıştır. Granitlerin hazırlanan ince kesitlerinin yanı sıra, bozunma derecesinin tanımlanabilmesi için ince kesit yapılamayacak düzeyde bozunmuş ve parçalanmış granitlerde ise, X-ışını kırınım analizleri yapılmıştır. Ayrıca bloklardan hazırlanan örneklerde fiziksel parametreler ve jeomekanik özellikler tayin edilmiştir. Son aşamada ise, elde edilen veriler kullanılarak granitlerin bozunma derecesini çıktı olarak verebilecek çoklu regresyon analizleri yapılmış ve bir bulanık algoritma hazırlanmış, ayrıca her iki yöntemle göre oluşturulan sınıflama sistemlerinin performansı sınanmıştır.

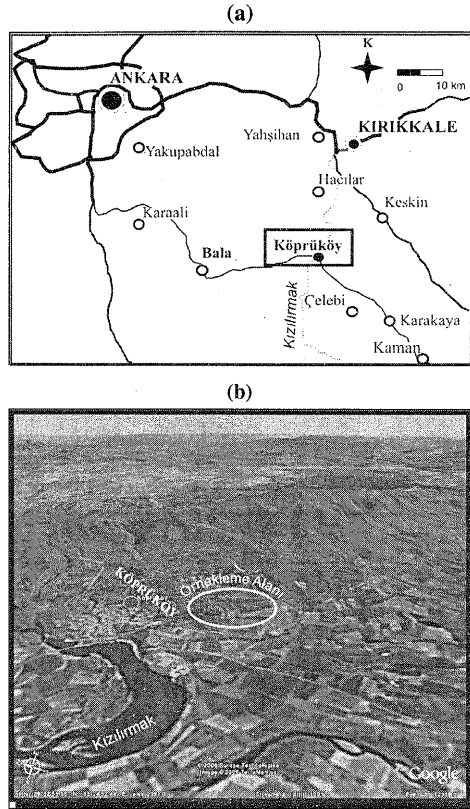
2 ÖRNEKLEME ALANININ TANITIMI VE

BOZUNMA ZONLARININ AYIRTLANMASI

Örnekleme alanı Köprüköy; Ankara'nın güneydoğusunda ve Bala ilçesi yakınlarında olup, Ankara'ya 53 km uzaklıktadır (Şekil 1a). Çalışılan alan, Köprüköy'ün batısından akan Kızılırmak Nehri'nin doğu kesiminde yer almaktadır (Şekil 1b).

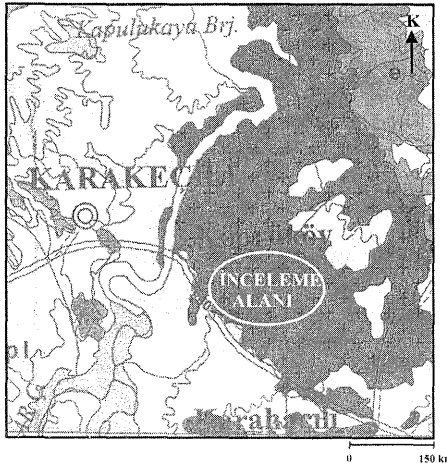
Şekil 2'de verilen jeoloji haritasından görüleceği gibi, inceleme alanı ve yakın civarındaki en eski birim granitler olup, sahanın doğu kesiminde gözlenmektedir. Diğer birimler ise, farklı dönemlere ait sedimanter kayalar ile Kızılırmak Nehri'nin taşıdığı genç sedimanların birikiminden oluşan Kuvaterner'e ait alüvyon istiftir.

Çalışma alanında granitler genellikle bileşimlerine göre, koyu ve açık gri, pembemsi gri ve üzerlerinde taşıdıkları kendilerine özgü likenlerden dolayı yeşilimsi beyazımsı görünümlüdürler. Granitlerde eklemleme tipik olup, farklı bozunma derecelerine sahip granit blokları süreksizliklerle bölünmüştür (Şekil 3a).



Şekil 1 Örnekleme alanının (a) yerbulduru haritası ve (b) uydü görüntüsü (<http://earth.google.com>)

Bu çalışmada, granitlerin bozunması sonucu meydana gelen değişimler dikkate alınarak, ISRM (1981)'in kaya malzemesi için önerdiği 6 bozunma derecesi dikkate alınmıştır. Bunlar; I. derece "taze, bozunmamış", II. derece "az bozunmuş", III. derece "orta derecede bozunmuş", IV. derece "çok bozunmuş", V. derece "tamamen bozunmuş" ile VI. derece artık toprak zemini temsil etmektedir. Saha gözlemlerine göre, incelenen granitlerde fiziksel bozunmanın kimyasal bozunmaya göre egemen olduğu dikkate alınarak bozunma derecelerinin arazide tanımlanmasında; minerallerin değişimi, malzemenin kütle içerisindeki dağılımı, çekirdek taşlarının durumu (Şekil 3b), dokunun bozulması, kayadaki renk değişimi, kayanın sertliği gibi ayırtman ölçütleri kullanılmıştır. Söz konusu ayırtman ölçütleri kullanılırken bunlardan hangilerinin hangi bozunma derecesine kadar belirgin şekilde tanımlanabildiği Çizelge 1'de, bu ölçüte göre bozunma sınıflarının tanımları ise Çizelge 2'de verilmiştir.



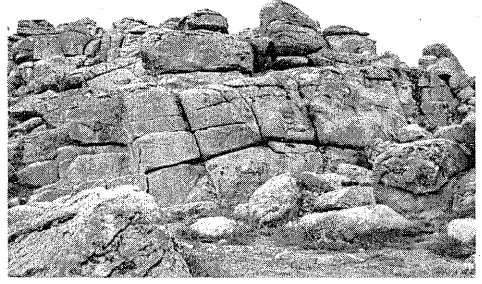
Şekil 2. Köprükuyu ve yakın civarının yalınlaştırılmış jeoloji haritası (MTA, 2002'den düzenlenmiştir)

Çizelge 1. Sahada belirlenen ayırtman özelliklerin bozunma derecelerine göre geçiş sınırları.

Bozunma derecesi	I	II	III	IV	V	VI
Renk değişimi						
Çekirdek taşları						
Görsel olarak dokudaki değişim						
Feldispatların iğne ile çizilebilirliği						
..... Belirgin şekilde ayrılabilir						
..... Güç ayrılabilir						

Laboratuvar deneylerinin yapılabilmesi için inceleme alanından farklı bozunma derecelerinin gözlemlendiği yerlerden toplam 20 adet blok örnek alınmıştır. Laboratuvara getirilen bu örneklerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin tayini amacıyla deneylerde kullanılmak üzere farklı bozunma derecelerini temsil eden bloklardan karot örnekleri alınmıştır.

(a)



(b)



Şekil 3. (a) Süreksizliklerle bölünmüş granit blokları ve (b) çalışma alanındaki granitlerde küresel bozunmanın ileri aşamalarını temsil eden çekirdek taşları

3 MİNERALojİK VE PETROGRAfİK İNCELEMELER

3.1 İnce Kesit Çalışmaları

Swift nokta sayıcı ile örneklerin modal analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizlere göre örnekler, Streckeisen (1979)'nin önerdiği sınıflamaya göre granit olarak adlandırılmışlardır.

Örnekleme alanındaki granitler taneli dokuya sahip olup, taneler inceden iriye kadar değişim göstermektedir. İnce kesit çalışmaları sonucunda örneklerin mineralojik bileşimlerinin plajiyoklas, alkali feldispat, kuvars, amfibol, opak mineraller ve tali mineral olarak da titanitten oluştuğu belirlenmiştir (Çizelge 3a).

Modal analizlerde feldispatların I. ve II. derecede bozunmuş granitlerde değişikliğe uğramadıkları, III. dereceden itibaren % 20 civarında feldispatın bozunarak kile dönüştüğü görülmüştür. Plajiyoklaslar için de benzeri bir durum söz konusu olup, III. ve V. dereceler arasında bozunmuş granit örneklerinde plajiyoklaslar, %10-15 arasında değişen

Çizelge 2. Arazi gözlemlerine göre Köprüköy'deki granitler için bozunma sınıflarının tanımları

Bozunma derecesi	Bozunma tanımı	Ayrırtlayıcı ölçütler
I	Taze (bozunmamış)	Bozunmanın etkilerine genellikle rastlanmaz. Kaya sağlam olup, oldukça serttir ve çekiçle çok zor kırılır. Mineral bileşenleri sağlam, kaya dokusu bozulmamıştır. Kayanın renginde değişim olmayıp, feldispatlar iğne ile zor çizilir.
II	Az bozunmuş	Kayanın süreksizliklere yakın olan kesimlerinde çok az renk değişimi var. Kaya, taze kayaya oranla farkedilebilir bir zayıflık göstermiyor ve çekiçle birkaç darbeye kolayca kırılabilir. Feldispatlar iğne ile çizilebilir.
III	Orta derecede bozunmuş	Kaya fark edilebilir ölçüde zayıflamış, çekiç darbeleriyle kolaylıkla kırılabilir. Örneklerin kenarlarını elle kırmak mümkündür. Bozunmanın etkisiyle kayanın rengi değişmiştir (açık sarıya dönmüş). Bozunma kayanın içine nüfuz etmeye başlamış olup, feldispatlar iğne ile kolayca kazınabilmektedir.
IV	İleri derecede bozunmuş	Kayanın rengi iyice açılmış, dokusal özellikleri bozulmuştur. El örneklerini kolaylıkla elle kırmak mümkündür. Kaya malzemesinin bir bölümü bozunmuş veya ufalanmıştır. Kaya dayanımı oldukça düşük olup, kaya malzemesi çekirdek taşları şeklinde bulunabilir.
V	Tamamen bozunmuş	Kayanın rengi değişmiştir. Kayanın ilksel dokusu korunmuş ve kaya malzemesi zayıf tutturulmuş olup, suda dağılabilir. Bozunma ürünü, ana kayanın özelliklerini kısmen yansıtır.
VI	Artık toprak zemin	Bozunma sonucunda artık (reziduel) zemine dönmüş olan kayanın orijinal dokusu kaybolmuş. Kaya malzemesi tamamen toprak zemine dönmüş ve içerisinde bitkisel toprak bulunuyor.

Çizelge 3 (a) Farklı derecede bozunmaya uğramış granit örneklerine ait modal analiz sonuçları ve (b) XRD tüm kayaç ve kil analizi sonuçları

(a)

W _i	A. Fel	Plj	Q	Amf	Opak min.	Ti
I	D	E	E-D	F	H	H
II	D	E	E-D	F	H	H
III	D-E	E-F	E-D	F-G	H	H
IV	D-E	E-F	E-D	F-G	H	H
V	E	F	E	F	H	H

(b)

Tüm Kayaç							Kil minaralleri	
W _i	A. Fel	Plj	Q	Amf	O	Ti	Ka	Kl
I	B-C	E-F	E	F	F	H	-	-
II	B-C	E-F	E-F	F-G	F	H	H	-
III	C	E-F	E-F	F-G	F-G	H	G	H
IV	C	F	F	G	F-G	H	G-F	H
V	C	F	F	G	G	H	F	H

W_i: Bozunma derecesi, A. Fel.: Alkali feldispat, Plj: Plajiyoklas, Q: Kuvars, Amf: Amfibol, Ti: Titanit (tali mineral), Ka:Kaolinit ve Kl:Klorit; A: En çok (>70), B: Çok-en çok (%50-70), C: Çok (%40-50), D: Orta-çok (%30-40), E: Orta (% 20-30), F: Az-orta (%10-20), G: Az (%5-10), H: Çok az (%<5)

oranlarda bozunmuş olup, bozunma ürünü serisittir. Koyu renkli minerallerden olan amfibollerde ise V. dereceye ait örnekler hariç, I. ve IV. dereceler arasında bozunmaya uğramış örneklerde belirgin herhangi bir bozunma gözlenmemiştir. V. derecede bozunmuş örneklerde ise, bu mineral türünde çok sınırlı düzeyde bozunma söz konusudur. Gerek feldispatlarda gözlenen düşük düzeydeki bozunma (kimyasal bozunma), gerekse kimyasal bozunma açısından yüzey koşullarında duraylı olması beklenen amfibollerde tüm bozunma derecelerine ait örneklerde belirgin bir bozunma izinin görülmeysi, söz konusu granitlerde kimyasal bozunmadan çok fiziksel bozunmanın etkin rol oynadığını göstermektedir. Bu belirleme, arazide granit mostaralarında yapılan gözlemlerle uyumludur.

Modal analizlerde dikkati çeken diğer bir husus da, bozunma derecesi arttıkça mikroçatlakların sayısının da artıyor olmasıdır. Bu da, fiziksel bozunmanın egemen olmakla birlikte, atmosferik suların bu çatlaklar arasından geçişinin kolaylaşıp bir ölçüde kimyasal bozunmaya da katkı sağlamış olabileceğine işaret etmektedir.

3.2 X-Işını Kırınım Analizleri (XRD)

Kil minerallerinin tüm kayadaki oranlarının daha sağlıklı bir şekilde belirlenmesi amacıyla kil fraksiyonu analizleri yapılmış ve I. dereceden V. dereceye kadar bozunmaya uğramış örneklerde bozunma ürünü olarak kaolinit olmak üzere tek tür kil minerali belirlenmiştir. III. ve IV. derecede bozunmuş granit örneklerinde, kaolinitin yanı sıra, klorit de gözlenmiştir (Çizelge 3b). Granitlerin bozunma ürünü olan kil minerallerinin örneklerdeki yüzdeliklerinin az olması, örnekleme alanında fiziksel bozunmanın kimyasal bozunmaya oranla çok daha baskın olabileceğini göstermektedir.

4 GRANİTİN FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Bozunmanın etkisiyle çalışma alanındaki granitlerin fiziksel ve mekanik özelliklerinde meydana gelen değişimleri belirleyebilmek için farklı bozunma derecelerine sahip karot örnekleri üzerinde jeomekanik laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu deneyler; ISRM (1981) tarafından önerilen birim hacim ağırlık, gözeneklilik, tek eksenli sıkışma dayanımı ve P-dalgası hızı deneyleri ile yine ISRM tarafından önerilmiş yöntem olan disk makaslama dayanım indeksi (BPI)'dir (Ulusay vd., 2001). Yapılan deneyler sonucunda her parametre için bozunma derecelerine göre değişim aralıkları belirlenmiş ve istatistiksel değerlendirmeler yapılmıştır. Deney sonuçları bozunma derecelerine göre Çizelge 4'te toplu halde verilmiştir. IV. ve V. derecede bozunmaya uğramış granit örneklerinden

ISRM'nin önerdiği şekilde karotların hazırlanması mümkün olmadığından, tek eksenli sıkışma dayanımı sadece I., II. ve III. derecede bozunmuş örneklerde tayin edilebilmiştir. Bu nedenle, dayanımın tek eksenli sıkışma dayanımı yerine, BPI ile dolaylı yoldan temsil edilmesinin daha uygun olacağına karar verilmiştir.

Çizelge 4 Farklı derecede bozunmuş granitlere ait her parametrenin bozunma derecelerine göre değişim aralıkları

	I	II	III	IV	V
Birim hacim ağırlık (kN/m ³)	25.4-27.8 (25.9/31)	24.9-36.2 (25.6/18)	24.5-25.5 (25.05/13)	21.6-25.3 (23.3/27)	19.1-22.1 (20.78/11)
Gözeneklilik (%)	1.1-2.4 (1.76/31)	1.5-2.7 (2.06/18)	2.6-3.4 (3.11/12)	3.2-3.5 (3.33/7)	3.5-3.6 (3.57/7)
Tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa)	40.9-92.4 (59.34/31)	30.8-69.9 (51.10/18)	24.7-39.0 (31.08/13)	-	-
BPI (MPa)	8.5-16.9 (11.22/11)	5.5-12.7 (09.82/10)	4.1-7.9 (5.82/7)	2.2-4.0 (3.81/28)	0.5-3.1 (1.47/5)
P-dalgası hızı (m/s)	2419.2-2997.1 (2647.9/19)	2165.5-2746.4 (2431.1/15)	1899.6-2375.3 (2148.9/9)	-	-

Parantez içindeki değerler "ortalama/yeri sayısını" göstermektedir.

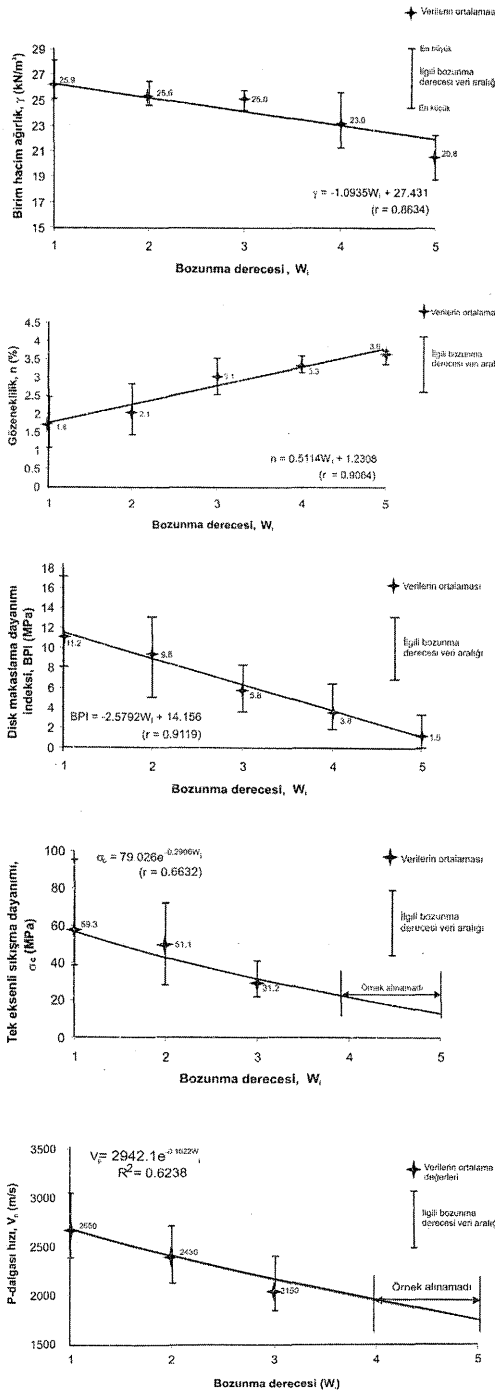
5 BOZUNMA DERECESESİ İÇİN KESTİRİM MODELLERİ

Fiziksel ve mekanik parametreler ile bozunma dereceleri arasındaki ilişkileri belirleyerek, önerilecek bozunma sınıflaması sistemleri için uygun parametrelerin seçimi amacıyla aşağıdaki bölümlerde verilen yöntemler esas alınmış ve gerekli değerlendirmeler yapılmıştır.

5.1 Basit Regresyon Analizleri

Bozunmanın derecesi ile kayanın bozunmadan etkilenen parametreleri arasındaki ilişkinin varlığı, ilk aşamada basit regresyon analizleriyle incelenmiş ve bozunma derecesine göre hangi parametrelerin daha fazla etkilendiği araştırılmıştır.

Önceki bölümde belirtilen granitlere ait parametrelerin bozunmanın derecesine bağlı değişimlerine göre, basit regresyon analizleriyle belirlenmiş "parametre bozunma derecesi" ilişkileri Şekil 4'te gösterilmiştir. Buna göre, birim hacim ağırlık, BPI, tek eksenli sıkışma dayanımı ve P-dalgası hızı bozunmanın derecesi arttıkça azalırken, gözeneklilik ise bozunma derecesi ile uyumlu olarak artmaktadır. Ancak, önceki bölümde belirtilen nedenlerden dolayı, tüm bozunma derecelerinden örnek alınamamış olması, tek eksenli sıkışma dayanımı-bozunma derecesi arasında beklenenden daha düşük bir korelasyon katsayısının elde edilmesine neden olmuştur.



Şekil 4 Granit örneklerine ait jeomekanik parametrelerle bozunma derecesi arasındaki ilişki

5.2 Çoklu Regresyon Analizleri

Basit regresyon analizlerinden elde edilen sonuçlara göre; gözeneklilik, birim hacim ağırlık ve BPI ile bozunma derecesi arasındaki ilişki için birbirinden bağımsız üç ayrı eşitlik elde edilmesine karşın, bu eşitliklerin tek başlarına kullanılarak kayanın bozunma derecesi hakkında karar verilmesi güçtür. Çünkü bağımsız değişkenlerin birbirleriyle etkileşimi olmayıp, her parametre farklı bir bozunma derecesinin tahminine yol açabilir ve karar verilmesini güçleştirebilir. Bu nedenle; bağımlı değişkenin bozunma derecesi, bağımsız değişkenlerin de gözeneklilik, birim hacim ağırlık ve BPI olduğu bir seri çoklu regresyon analizi yapılarak, bozunma derecesinin (W_i) bu parametrelerden kestirimi amaçlanmıştır. Elde edilen regresyon eşitlikleri korelasyon katsayıları (r) ile birlikte aşağıda verilmiştir.

$$W_i = 0.5142 - 0.208\gamma - 0.036 BPI + 1.146 n \quad (r = 0.957) \quad (1)$$

$$W_i = 10.937 - 0.272\gamma - 0.212 BPI \quad (r = 0.916) \quad (2)$$

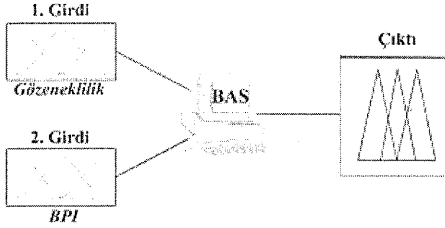
$$W_i = 0.135 - 1.273n - 0.095 BPI \quad (r = 0.942) \quad (3)$$

Yukarıda verilen korelasyon katsayılarına göre, 1 ve 3 no.lu eşitliklerin kullanılmasıyla daha iyi bir kestirim yapılabileceği anlaşılmaktadır. Bununla birlikte, daha az sayıda parametre kullanması ve korelasyon katsayısı 1 no.lu eşitliğinkine oldukça yakın olması nedeniyle 3 no.lu regresyon eşitliğinden W_i 'nin kestirimi amacıyla yararlanılması uygun görülmektedir. BPI dayanım kavramı açısından bir gösterge olarak dikkate alınırken, birim hacim ağırlık ve gözeneklilik kayanın doku, katı kısım, boşluk vb. gibi içsel özelliklerinin yansıtmaktadır. Bu nedenle, çoklu regresyon eşitliğinde birim hacim ağırlık veya gözeneklilikten birinin tercih edilmesi kaya malzemesinin fiziksel karakterizasyonu açısından yeterli görülmüştür.

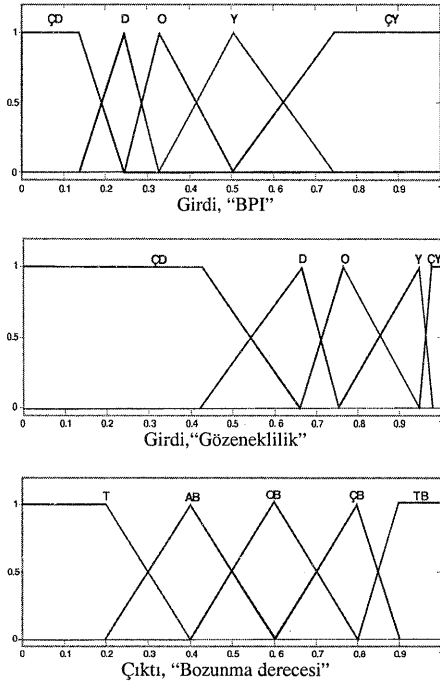
5.3 Bulanık Modelin Oluşturulması

Kaya kütlelerinin veya kaya malzemesinin ideal homojen olmayan karmaşık yapısından kaynaklanan belirsizliklerinin değerlendirilme-sinde bulanık mantık yaklaşımı da yaygın kullanılan yöntemlerden biridir. Bu yaklaşımın amacı; belirsizlik içeren, tanımlanması güç veya anlamı zor kavramlara üyelik derecesi atayarak mevcut belirsizliği en aza indirmektir. Bu çalışmada, regresyon analizlerinin yanı sıra, bulanık mantık yaklaşımından da yararlanılarak bozunma derecesinin sınıflandırılmasına çalışılmıştır. Bu amaçla; sahada tanımlanan bozunma dereceleri ve deneylerden elde edilen veriler kullanılarak bir Mamdani bulanık algoritması (Alvarez Grima, 2000) geliştirilmiştir. Bu algoritmanın girdileri disk makaslama dayanım

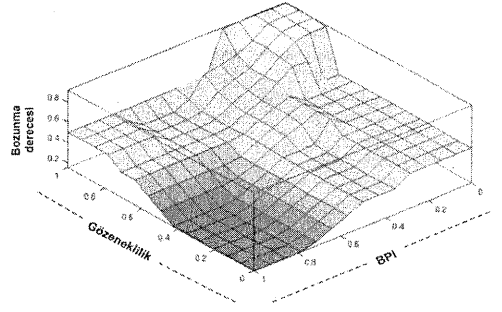
indeksi (BPI) ve gözeneklilik, çıktısı ise bozunma derecesidir (Şekil 5). Bu iki parametrenin bozunma derecesi ile doğrudan ilişkili olduğu önceki bölümlerde belirtilmiştir. Sonuç üyelik fonksiyonları (bozunma dereceleri) 5 sınıfa bölünerek elde edilmiştir. Girdi parametrelerinin üyelik fonksiyonlarının belirlenmesinde ise, doğrudan her bir bozunma sınıfına ait parametrenin değişim aralıkları dikkate alınmıştır. Ayrıca, öncül ve sonuç üyelik fonksiyonları değişim aralıklarına bağlı olarak, [0,1] aralığında normalize edilmiştir (Şekil 6). Modelin girdi ve çıktı üyelik fonksiyonları, ile bulanık kuralların genel bir görünümünü yansıtan kontrol yüzeyi grafiği Şekil 7'de gösterilmiştir.



Şekil 5 Oluşturulan bulanık modelin genel yapısı (BAS: Bulanık Anlamlandırma Sistemi)



Şekil 6 Oluşturulan bulanık modele ilişkin [0,1] aralığında normalize edilmiş öncül ve sonuç kümelerinin gösterimi



Şekil 7 Bozunma sınıfının tayini için geliştirilen bulanık algoritmanın kontrol yüzeyi grafiği

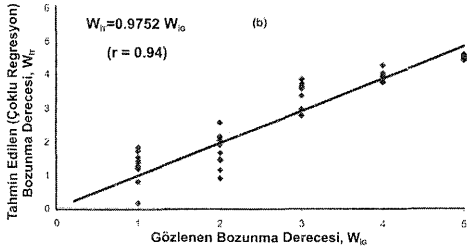
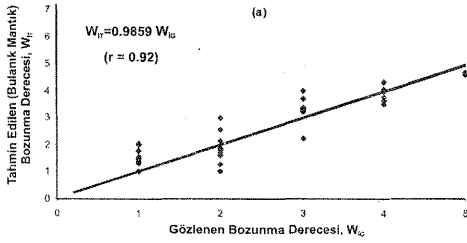
5.4 Performans Analizleri

Gerek çoklu regresyon modelinin, gerekse bulanık modelin bozunma derecesini kestirim kapasitelerinin değerlendirilmesi amacıyla bir dizi performans analizi yapılmıştır.

Performans analizlerinde öncelikle çapraz korelasyon grafikleri çizilmiş ve korelasyon katsayıları elde edilmiştir (Şekil 8a ve 8b). Korelasyon katsayılarına bakıldığında (Çizelge 6), çoklu regresyon eşitliği bulanık modele oranla daha yüksek bir korelasyon katsayısı vermiştir. Ancak, bozunma sınıflarının 1-5 aralığında tanımlanmasına rağmen, çoklu regresyon eşitliği 1'den daha küçük değerler vermektedir. Bu eşitlikler incelendiğinde, çoklu regresyon eşitliğinden elde edilen sonuçlarla gözlenen sonuçlar $y=0.9752x$, bulanık modelden elde edilen sonuçlar ise $y=0.9859x$ eşitliğini vermektedir (Şekil 8a ve 8b). Buna göre, fark küçük olmakla birlikte, bulanık modelden elde edilen sonuçların $y=x$ eşitliğine daha yakın sonuçlar ürettiği anlaşılmaktadır. Bu iki durum, çoklu regresyon eşitliğinin bir sınırlaması olarak dikkat çekmektedir. Buna karşın, bulanık modelde en küçük bozunma derecesi değeri 1 olarak elde edilmektedir. Bu durum, görsel olarak değerlendirme olanağı sunan Şekil 9'da açıkça izlenebilmektedir.

Ayrıca, Eş. 4 ve Eş. 5 kullanılarak, kestirim modelinin performans göstergeleri olan RMSE (Root Mean Square Error) ile VAF (Variance Account For) indeksleri hesaplanmıştır (Çizelge 6). Bir kestirim modelinin mükemmel olması; VAF değerinin %100, RMSE değerinin ise sıfır olmasını gerektirir. Bu açıdan bakıldığında ise, çoklu regresyon eşitliğinin bulanık modele göre çok az bir farkla biraz daha yüksek bir kestirim potansiyeline sahip olduğu anlaşılmaktadır. Son aşama olarak, Köprüköy granitleri için kullanmak üzere, bulanık mantık yaklaşımından hareketle ve BPI ile

gözeneklilik değerleri dikkate alınarak bozunma derecesinin tayini amacıyla kullanılmı açısından da pratik olan Şekil 10'daki abak oluşturulmuştur.



Şekil 8 (a) Bulanık model ile elde edilen sonuçlara karşı gözlenen sonuçların ve (b) çoklu regresyon eşitliği ile elde edilen sonuçlara karşı gözlenen sonuçların çapraz korelasyon grafikleri

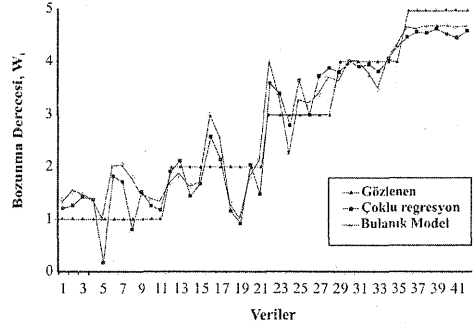
$$VAF = \left[1 - \frac{\text{var}(y - y')}{\text{var}(y)} \right] \times 100 \quad (4)$$

$$RMSE = \sqrt{\left(\frac{1}{N} \right) \times \sum_{i=1}^N (y - y')^2} \quad (5)$$

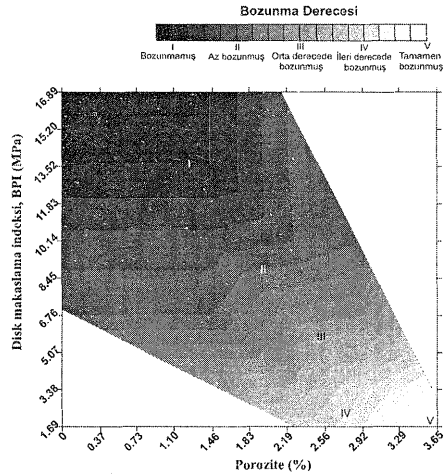
Çizelge 6 Kestirim modellerinin performans indeksleri.

Kestirim modeli	VAF (%)	RMSE	r
Çoklu regresyon	88.8	0.2	0.94
Bulanık model	87.6	0.5	0.92

VAF: Variance Account For; RMSE: Root Mean Square Error; r: Korelasyon katsayısı.



Şekil 9 Bulanık model ve çoklu regresyon modellerinden elde edilen sonuçların gözlenen sonuçlarla karşılaştırılması



Şekil 10 Köprüköy granitleri için hazırlanan bulanık modelden elde edilen bozunma derecesi tayin abağı

6 SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Köprüköy (Bala-Ankara) granitleri için kayanın bazı indeks özelliklerinden yararlanılarak puanlamaya dayalı bozunma sınıflaması sistemlerinin geliştirilmesi ve uygulanabilirliği-nin araştırıldığı bu çalışmada elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

İnce kesitlerde yapılan değerlendirmelerde bozunma derecesinin artmasına karşın koyu renkli minerallerin değişim göstermedikleri görülmüş olup, incelenen granitlerde fiziksel bozunmanın kimyasal bozunmaya göre oldukça baskın bir bozunma türü olduğu anlaşılmaktadır.

Granitlerin laboratuvar deneyleriyle tayin edilen bazı indeks özellikleri ile tek eksenli sıkışma dayanımlarının bozunmanın derecesine bağlı değişimleri istatistiksel yöntemlerle değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmeler, pratik ve ucuz deneylerle tayin edilen gözeneklilik ve disk makaslama dayanım indeksi (BPI)'nin bozunmanın derecesi ile en iyi ilişkiye sahip parametreler olduğunu göstermiştir. Bu belirleme esas alınarak ve her iki parametre birlikte kullanılarak, çoklu regresyon analizleri ve ayrıca bulanık mantık yöntemine göre bir algoritma oluşturularak değerlendirme yapılmış olup, söz konusu granitler için bozunma sınıflamaları önerilmiştir. Her iki yöntemin performansı değerlendirildiğinde, bu yöntemlerin çok benzer sonuçlar verdiği ve çoklu regresyon modeline ait eşitliğin bozunma derecesinin kestiriminde bulanık modele göre daha yüksek bir kestirim performansı sergilediği anlaşılmaktadır. Bununla birlikte bulanık modelleme; gerek kullanıcının, gerekse modelleyicinin müdahalesine olanak sağlayan bir yöntem olup, daha hassas sonuç verebilecek nitelikte bir yaklaşımdır.

Bu çalışmada oluşturulan abak sadece Köprüköy'deki granitlerin bozunma derecelerini daha hassas şekilde tahmin etmeye yönelik olup, tüm granitik kayalara uygulanmamalıdır. Bununla birlikte, yöntemin diğer kaya türleri için öngörülebilir modellerin geliştirilmesi açısından yararlanılabilecek bir örnek oluşturulabileceği düşünülmüştür.

KAYNAKLAR

- Alvarez Grima, M., 2000. Neuro-Fuzzy Modelling in Engineering Geology, A.A. Balkema, Rotterdam, 244 p.
- ANON, 1972. The preparation of maps and plans in terms of engineering geology. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 45, 293-382.
- ANON, 1995. The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 28, 207-242.
- Arkan, F., 2002. Asidik Volkanik Kayaçlar için Mühendislik Amaçlı Bozunma Sınıflaması. Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Ankara, 244 s (yayınlanmamış).
- Gupta, A.S., and Seshagiri Rao, K., 2000. Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state. *Engineering Geology*, 56, 257-274.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics Mining Science and Geomechanical Abstracts*, 15, 319-368.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1981. Rock Characterization, Testing and Monitoring: ISRM Suggested methods. Pergamon Pres, Oxford, E.T. Brown (ed.), 217 p.
- İrfan, T.Y., and Dearman, W.R., 1978. Engineering classification and index properties of a weathered granite. *Engineering Geology*, 17, 79-90.
- MTA (Maden Tetkik Arama Genel Müdürlüğü), 2002. Kayseri ili ve çevresinin jeoloji haritası.
- Price, D.G., 1993. A suggested method for the classification of rock mass weathering by a rating system. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 26, 69-76.
- Streckeisen, A., 1979. Classification and nomenclature of volcanic rocks, lamprophyres, carbonites and melilitic rocks. *Geology*, 7, 331-335.
- Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., and Sülükçü, S., 2001. Draft ISRM suggested method for determining block punch strength index (BPI). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 38, 1113-1119.

Sağlam kayaların elastisite modüllerinin kestirimine yönelik bir bulanık model

A fuzzy model to predict elasticity modulus of intact rocks

B. Tütmez & M. Karakuş

İnönü Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 44280 Malatya

ÖZET: Bu çalışmada, kayaların gerilme-birim deformasyon özellikleri ve şekil değiştirmelerinde kullanılan temel elastik özelliklerden biri ve en önemlisi olan elastisite modülünün kestirimi bulanık mantık yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, farklı bölgelerden alınan sağlam kayalar üzerinde Schmidt Sertlik (SHR), P-dalga hızı ve tek eksenli deformabilite deneyleri yapılmıştır. Deformabilite deneylerinden kayaların teğetsel elastisite modülleri (E_t) hesaplanmıştır. SHR, P-dalga hızı ve tek eksenli basınç dayanımı (UCS) değerleri bulanık mantık modelde girdi olarak kullanılmış ve kural tabanlı bir model yardımıyla kestirim yapılmıştır. Geliştirilen dilsel (Mamdani) bulanık modelin kestirimleri ölçülen tek eksenli deformabilite deney sonuçları ve çoklu regresyon analizi ile karşılaştırılmış ve kestirim performansının başarılı olduğu görülmüştür.

ABSTRACT: In this study, estimation of elasticity modulus of intact rocks, the most important and one of the essential elasticity properties of rocks that defines stress-strain and deformation characteristics, was carried out by using a fuzzy logic model. For this purpose, intact rock samples taken from blocks collected from different locations were subjected to Schmidt Hardness tests (SHR), P-wave velocity measurements and uniaxial deformability tests. Tangent elasticity modulus (E_t) of each rock samples were then calculated from the deformability test results. SHR, P-wave velocity and uniaxial compressive strength (UCS) values were used as input data to the fuzzy model and, subsequently, the prediction using a rule based model was carried out. The results from the developed linguistic (Mamdani) fuzzy model were compared with the measured E_t values and those obtained from the multiple regression analysis, and the fuzzy model was found to have a very good prediction performance.

1 GİRİŞ

Yerbilimleri ile ilgili çalışmalar genellikle homojen olmayan yapıların analizlerini gerektirmektedir. Kaya Mühendisliği'nin kapsamına giren faaliyetler de kaya malzemesinin doğal yapısından dolayı önceden belirlenmesi zor ve maliyetli işlemlerden oluşmaktadır. Özellikle tünel ve benzeri teknik yapıların oluşturulmasında kaya malzemesinin özellikleri hakkında güvenilir bilgiye sahip olmak önemli olmaktadır. Bu amaçla sondaj ve benzeri yöntemlerle örnekler alınmakta ve bu örnekler incelenerek veriler oluşturulmaktadır. Bu noktada; maliyet, zaman ve işgücü önemli bir kısıt olarak sisteme dahil olmaktadır. Kestirim teknikleri kullanılarak kaya yapısının özelliklerinin belirlenmeye çalışılması mevcut sınırlamalardan kaynaklanmaktadır.

Kaya Mühendisliği çalışmalarında regresyon gibi

klasik istatistiksel yöntemler yaygın olarak kullanılmakta olup, kaya yapılarının özelliklerinin tespiti için farklı çalışmalar yapılmıştır (Karakuş vd., 2005). Öte yandan, son yıllarda özellikle esnek hesaplama (soft computing) ve yapay zeka tekniklerindeki hızlı gelişmeler bu yöntemlerin farklı alanlarda geniş bir kullanım alanı bulmasına yol açmıştır. Esnek hesaplama tekniklerinden biri ve en etkin olan bulanık mantık da; farklı kaya mekaniği (Grima ve Babuska, 1999; Gökçeoğlu, 2002; Karakuş ve Tütmez, 2006) çalışmalarına uygulanmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir.

Bu çalışmada, sağlam kayaların mekanik özelliklerinin bulanık mantığa dayalı bir dilsel model yardımıyla kestirimi amaçlanmaktadır. Hesaplama için Mamdani tip bulanık modelleme yaklaşımını esas alan bir kestirim modeli geliştirilmiş ve yöntem, Malatya ve çevresinden elde

edilen bazı sağlam kaya numunelerinin elastik özelliklerinin kestirimine uygulanmıştır. Örnek inceleme sonunda, yöntemin incelenen sağlam kaya numunelerinin mekanik özelliklerinin kestirimine başarıyla uygulanabileceği görülmüştür.

Bildirinin ikinci bölümünde bulanık küme yaklaşımının esasları ortaya konulmaktadır. Üçüncü bölümde, Mamdani (linguistic) tip modelleme ve bu yaklaşımın esasları açıklanmış ve dördüncü bölümde yöntem bazı sağlam kayalara uygulanmıştır. Son bölümde ise sonuçlar verilmiştir.

2 BULANIK MANTIK

Bulanık mantık, ikili hesaplama yerine, çok seviyeli hesaplama tekniğini kullanan yaklaşık akıl yürütme mantığıdır. Geleneksel sembolik mantıkta, idealleştirilmiş kavram ve önermelerden çıkarılacak ideal sonuçlarla ilgilenilirken, bulanık mantıkta gerçek dünyadaki bulanıklık ve belirsizlikler ele alınarak yaklaşık çözümler üretilir. Belirlilik getirme yaklaşımı, iki değerli kümeler kuramının, çok değerli kümeler kuramına dönüşümünden doğar. Yaklaşımın esası, kesin yanlış ve kesin doğru ifadelerinin arasına sonsuz sayıda doğruluk değerini içeren fonksiyon yerleştirmektir. Bu fonksiyona 'üyelik fonksiyonu' (membership function) adı verilir.

Kaya malzemesinin özellikleri tanımlanırken kullanılan "yumuşak", "orta" ve "sert" gibi tanımlamalar birer dilsel ifadedir. Günlük yaşamda ve mühendislik uygulamalarında; "ılık" hava, "zayıf" adam, "yüksek" tenör, "büyük" proje gibi dilsel ifadeler yaygın olarak kullanılan ve bulanıklık içeren kavramlardır. Bulanık küme, değişik üyelik derecesinde öğeleri olan bir topluluktur. Klasik küme kuramında kümeye ait olma durumunda 1, ait olmama durumunda ise 0 üyelik değeri atanır. Oysa bulanık kümelerde öğe, bir bölümüyle (örneğin: 0.3) kümeye ait iken bir bölümüyle (örneğin: 0.7) de kümenin dışındadır. Yani öğeler bulanık kümeye 'kısmen' aittir (Ross, 2004). Bulanık kümelerde, klasik kümelerdeki üyeliği tanımlayan karakteristik fonksiyon; $\mu_A: E \rightarrow \{0,1\}$, yerini üyelik fonksiyonuna; $\mu_A: E \rightarrow [0,1]$ bırakır.

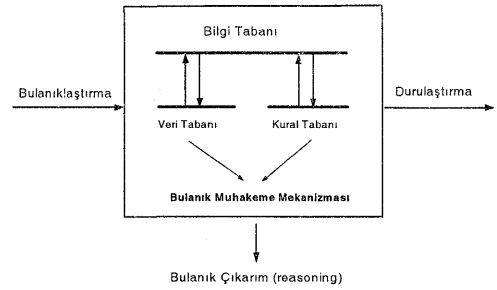
3 BULANIK MODELLEME

Bulanık modeller, değişkenler arasındaki ilişkileri kural sistemi kullanarak tanımlar. Bulanık modellerin kapalı kutu (black box) modellerden (örneğin sınır ağları, genetik algoritmalar) en önemli farkı; sistem tanımlamayı basitleştirmesi ve saydam (transparent) analizler yapılmasına olanak tanımasıdır (Setnes vd., 1998). Geleneksel bulanık modellemede uzman görüşü (expert opinion)

kullanılarak, dilsel ifadeler yardımıyla çözüm aranır. Uzman görüşü alınamayan durumlarda sistemin veri esaslı çözümünün gerçekleştirilebilmesine dönük olarak son yıllarda veri sürümlü (data driven) modeller de geliştirilmiştir. Yaygın olarak kullanılan gelişmiş bulanık modelleme teknikleri Mamdani tip bulanık modelleme ve Takagi-Sugeno (TS) tip bulanık modellemedir (Babuska, 1998). Bu çalışmada Mamdani tip bulanık modelleme yaklaşımı kullanılmıştır.

3.1 Bulanık modelin genel yapısı

Bulanık modellemede, matematiksel modellemede kullanılan $y = f(x)$ fonksiyonel ilişkisinin $y = F(x)$ biçiminde ifadesi kural sistemi yardımıyla yapılır. Bir bulanık model genel olarak; bulanıklaştırma aşaması (fuzzification), kural temelli sonuç çıkarım mekanizması (reasoning mechanism) ve durulaştırma (defuzzification) aşamalarından oluşur (Şekil 1).



Şekil 1. Bulanık modelin aşamaları.

3.2 Bulanıklaştırma (fuzzification)

Bulanıklaştırma, kesin (crisp) sayıların üyelik ortamına aktarımıdır. Bu işlemde en önemli nokta kural sisteminin içinde oluşturulan mantık döngüsünün sözlü ifadeleri olan üyelik fonksiyonlarının seçimidir. Üyelik fonksiyonları doğrusal ve doğrusal olmayan tipte olabilir. Literatürde çeşitli tipte üyelik fonksiyonları bulunmasına karşın (üçgen, trapez, normal dağılım fonksiyonu gibi) en uygun fonksiyonun seçilmesinde 2 kritere öncelikle dikkat edilmesi önerilmektedir (Baglio vd., 1994):

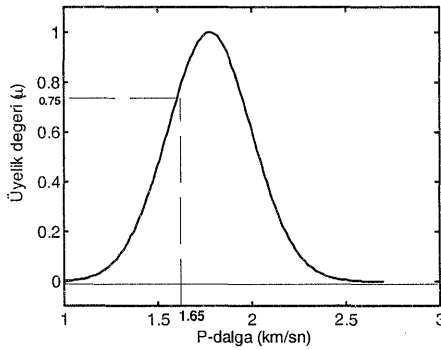
- amaca uygunluk
- basitlik

Bulanıklaştırma işlemi sonucunda, kullanılan her bir veri için $[0,1]$ aralığında üyelik değeri atanmış

olur. Atanan değerler verinin sisteme dahil olma derecesini tanımlayan bir ağırlığa karşılık gelir (Klir ve Yuan, 1995). P-dalga hızının normal dağılım fonksiyonu kullanılarak bulanıklaştırılması için bir örnek gösterim Şekil 2'de verilmektedir (Tütmez, 2005).

3.3 Bulanık kural sistemi

Kural sistemi, eğer-ise (if-then) mantıksal ilişkisi kullanılarak oluşturulur ve bulanık modelin esasını iskeletini oluşturur. Kurallar, girdi-çıkı ilişkisini mantıksal olarak kurarak sistemi kontrol etmeyi sağlarlar. Kural sistemi; öncül (antecedent) ve sonuç (consequent) kısımlarından oluşur.



Şekil 2. P-dalga hızının normal dağılım fonksiyonu kullanılarak bulanıklaştırılması.

Mamdani yönteminin kural yapısı ilk olarak kontrol sistemlerinde kullanılmıştır (Mamdani, 1977). Mamdani modelin yapısı (1) eşitliği ile ifade edilmektedir:

$$R_i: \text{EĞER } x_i = A_{i1} \text{ ve } \dots \text{ve } x_i = A_{ir} \text{ İSE } y = B_i \quad (1)$$

(i=1,2,...,k)

Kural sistemini özetleyen (1) ifadesinde,

k : kural sayısı,

r : girdi değişkeni sayısı,

x_i : girdi değişkenleri,

y : çıktı değişkeni,

A_{ij} ve B_i : dilsel terimler (bulanık kümeler)'dir.

Kural sisteminde x , A uzayında $\mu_A(x)$ üyeliğine sahiptir. Bir başka ifade ile A , x değişkeninin dilsel değeridir. Çok sayıda kuralın yer aldığı bir mekanizmada kuralların birarada değerlendirilmesi

zorunluluğu oluşur. Bu işlem için mantıksal operatörler kullanılır. Operatörler, kuralların birleştirilerek (composition) değerlendirilmesinde ve sonuç üzerinde etkili olan araçlardır (Sousa ve Kaymak, 2002). Çizelge 1'de iki bulanık küme (A ve B) çeşitli mantıksal operatörlerle işleme tabi tutulmaktadır.

Çizelge 1. Mantıksal operatörler.

OPERATÖR	İŞLEM
VE (and)	: $A \wedge B = \min(\mu_A, \mu_B)$
VEYA (or)	: $A \vee B = \max(\mu_A, \mu_B)$
ÇARPIM (product)	: $A * B = (\mu_A * \mu_B)$

3.4 Durulaştırma (defuzzification)

Mamdani modelde bulanık kuralların çıktısı birer bulanık ifade olup bunların kesin sayı haline (kestirim değeri) getirilmeleri gerekir. Durulaştırma bu dönüşüm için kullanılır. Durulaştırma işlemi bir çeşit iç kestirim yöntemi olduğundan, yaklaşık çözümü ve büyük miktarda düzgünleştirmeyi gerekli kılar. En az 7 adet durulaştırma yöntemi mevcut olup en genel 4 yöntem şunlardır (Hellendoorn ve Thomas 1993):

- En büyük üyelik yöntemi,
- Ağırlık merkezi yöntemi,
- Ağırlıklı ortalama yöntemi,
- Ortalama-en büyük üyelik yöntemi.

4 SAĞLAM KAYANIN ELASTİSİTE MODÜLÜNÜN KESTİRİMİ

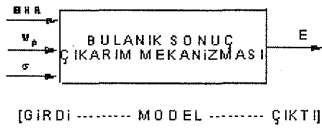
Bu bölümde dilsel (linguistic) bir bulanık model yardımıyla bazı sağlam kayaların elastisite modülleri kestirilmiştir. Deneyisel veriler Çizelge 2'de verilmektedir. Model, girdi olarak P-dalga hızı, Schmidt sertliği ve tek eksenli basınç dayanımlarını kullanmakta ve çıktı olarak elastisite modülü değerlerini (Karakuş vd., 2005) elde etmektedir. Geliştirilen modelin yapısı Şekil 3'te verilmektedir.

Model yapısının belirlenmesini takiben üyelik fonksiyonları seçimi yapılmıştır. Bu uygulamada üçgen üyelik fonksiyonlarının kullanılması tercih edilmiştir. Temel istatistiksel veri özellikleri ve basitlik fonksiyon seçiminde etkili olan başlıca faktörler olmuştur. Şekil 4-7, üçgen üyelik fonksiyonlarının girdiler ve çıktı için yerleştirilme biçimlerini göstermektedir. Her değişken "çok

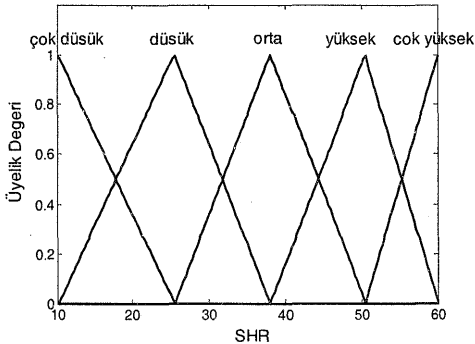
düşük, düşük, orta, yüksek ve çok yüksek” olmak üzere başlıca 5 dilsel kategoriye ayrılmış olup bu kategorilerin yerleştirilmelerinde veri özelliklerine ve bulanık mantığın “esnek geçiş” tekniğinin uygulanmasına dikkat edilmiştir.

Çizelge 2. Deneyisel veriler.

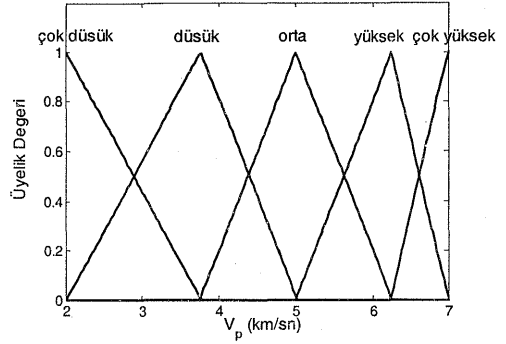
Kaya Türü	SHR	P-dalga	UCS	UDT (Et)
Dacite	43.75	3.50	90.24	10.04
Biosparitic limestone	48.83	5.78	46.32	24.11
Epidote-amphibolite	50.79	6.16	89.10	24.77
Sparitic crystallised limestone	39.95	5.75	58.02	23.21
Biomictic limestone	42.20	5.13	51.20	23.98
Marble	37.47	4.88	75.05	14.85
Sandy sparitic limestone	33.60	3.52	50.33	8.00
Listwanite	40.80	5.30	32.81	17.65
High porous limestone	20.58	3.74	11.50	7.60



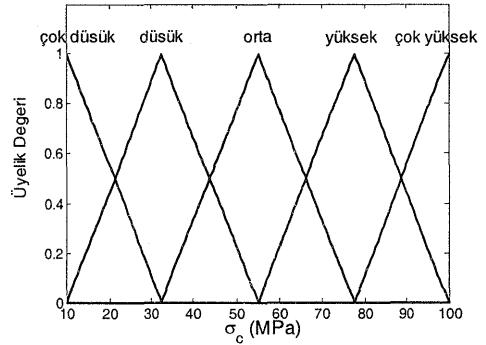
Şekil 3. Geliştirilen modelin yapısı.



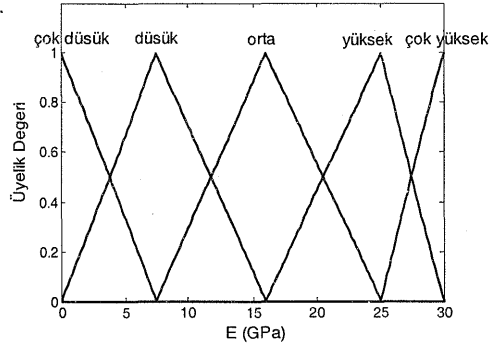
Şekil 4. Schmidt sertliği için üyelikler.



Şekil 5. P-dalga hızı için üyelikler.



Şekil 6. Tek eksenli basınç dayanımı için üyelikler.



Şekil 7. Elastisite modülü için üyelikler.

Üyelikler kural sistemindeki muhakeme mekanizmasının (reasoning mechanism) esasını oluşturduğundan, sistemi en iyi temsil edebilecek kural tabanının geliştirilmesi önemli olmaktadır. Bu

uygulamada sadece 9 kural kullanılmıştır. Mamdani modellerde, girdi sayısına ve dilsel kategorilere bağlı olarak kural sayısının üstel şekilde arttığı düşünüldüğünde çok az sayıda kural kullanıldığı belirtilebilir. Bu kurallar Çizelge 3’de özetlenmiştir.

Çizelge 3. Geliştirilen kural sistemi.

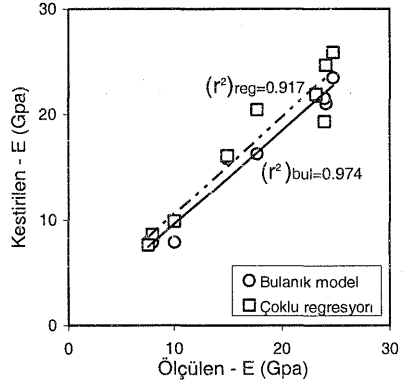
No	Kural Yapısı
1.	Eğer (SHR - orta) ve (Vp - düşük) ve (σ - çok yüksek) ise (E - düşük)
2.	Eğer (SHR - yüksek) ve (Vp - orta) ve (σ - orta) ise (E - yüksek)
3.	Eğer (SHR - yüksek) ve (Vp - yüksek) ve (σ - yüksek) ise (E - yüksek)
4.	Eğer (SHR - orta) ve (Vp - yüksek) ve (σ - orta) ise (E - yüksek)
5.	Eğer (SHR - orta) ve (Vp - orta) ve (σ - orta) ise (E - yüksek)
6.	Eğer (SHR - orta) ve (Vp - orta) ve (σ - yüksek) ise (E - orta)
7.	Eğer (SHR - orta) ve (Vp - düşük) ve (σ - çok orta) ise (E - düşük)
8.	Eğer (SHR - orta) ve (Vp - orta) ve (σ - düşük) ise (E - orta)
9.	Eğer (SHR - düşük) ve (Vp - düşük) ve (σ - çok düşük) ise (E - düşük)

Kural sistemindeki birleştirme işlemleri *min.* ve *max.* operatörleri yardımıyla yapılmış olup kestirim değerleri durulaştırma yardımıyla elde edilmiştir. Bu uygulama için ağırlıklı ortalama yöntemi seçilmiştir. Yöntem bir tür iç kestirim olup, alanın ağırlık merkezi olarak da ifade edilmektedir. Kestirimin cebirsel ifadesi (2) eşitliği ile verilmiştir.

$$z^* = \frac{\int \mu_c(z) \cdot z \, dz}{\int \mu_c(z) \, dz}, \quad \int: \text{integrasyon} \quad (2)$$

(2) eşitliğinde z^* : kestirilen değeri, μ_c : üyelik değerini göstermekte olup, $\int$ sembolü klasik integral işareti olmayıp toplamı temsil etmektedir.

Modelin ürettiği kestirim değerleri ve performansı Şekil 8’de verilmiştir. Kullanılan girdi değişkenleri ile elastisite modülü arasında kuvvetli bir korelasyon olduğu bilindiğinden, sonuçlar çoklu regresyon analizi ile de karşılaştırılmıştır. Belirtme katsayısı (coefficient of determination, r^2) ölçümleri bulanık modelin ‘az sayıdaki kural yardımıyla’ ulaştığı performansın, regresyon modelinden daha yüksek olduğunu ortaya koymaktadır.



Şekil 8. Kestirim performansı.

5 SONUÇLAR

Bu çalışmada bazı sağlam kaya numunelerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak bir bulanık model oluşturulmuş ve kayaların elastisite modülleri kestirilmiştir. Bulanık model, az sayıda kural kullanmakta, esnek ve şeffaf biçimde kestirim gerçekleştirmektedir.

Geliştirilen modelden elde edilen sonuçlar, başarılı bir kestirimin gerçekleştiğini göstermektedir. Çalışmada, çoklu regresyon analizi de yapılmış ve bulanık modelin performansı çoklu regresyon ile karşılaştırılarak üstünlüğü ortaya konulmuştur.

KAYNAKLAR

- Babuska, R., 1998. Fuzzy Modeling for Control. Kluwer Academic Publishers.
- Baglio, L. Fortuna, S., Graziani, S., Muscato, C., 1994. Membership function shape and the dynamic behaviour of fuzzy systems, Int. J. Control Signal Proc 8: 369-377.
- Gokceoglu, C., 2002. A Fuzzy triangular chart to predict the uniaxial compressive strength of Ankara agglomerates from their petrographic composition, Engineering Geology 66, 39-51.
- Grima, M.A. ve Babuska R., 1999. Fuzzy model for the prediction of unconfined compressive strength of rock samples. Int J Rock Mech and Min Sci 36: 339-349.

- Hellendoorn, H. ve Thomas, C., 1993. Defuzzification in fuzzy controllers, *J. Intell. Fuzzy Systems* 1: 109-123.
- Karakus, M., Kumral, M., Kilic, O., 2005. Predicting elastic properties of intact rocks from index tests using multiple regression modelling, *Int. J. Rock Mech Min Sci* 42: 323-330.
- Karakus, M. ve Tutmez, B., 2006. Fuzzy and multiple regression modeling for evaluation of intact rock strength based on point load, Schmidt hammer and sonic velocity, *Rock Mech Rock Eng* 39(1), 45-57.
- Klir, G.J. ve Yuan B., 1995. *Fuzzy Sets and Fuzzy Logic*, Prentice Hall, New Jersey.
- Mamdani, E.H., 1977. Applications of fuzzy logic to approximate reasoning using linguistic systems, *IEEE Trans. on Systems, Man, and Cybernetics* 26(12): 1182-1191.
- Ross, T.J., 2004. *Fuzzy Logic with Engineering Applications*, McGraw-Hill., New York.
- Setnes, M., Babuska, R., Verbruggen, H.B., 1998. Rule-based modeling: precision and transparency. *IEEE Trans Syst Man Cybernet-Part C* 28(1): 165-169.
- Sousa JM. ve Kaymak U. 2002. *Fuzzy Decision Making in Modeling and Control*, World Scientific. Singapore.
- Tütmez, B., 2005. *Bulanık Küme Yaklaşımıyla Rezerv Kestirimi*, Doktora Tezi, Maden Mühendisliği Anabilim Dalı, Hacettepe Üniversitesi, Ankara.

Keski kuvveti ve kayaların bazı mühendislik özellikleri arasındaki ilişkinin araştırılması

An investigation on the relationship between linear cutting force and some engineering properties of rocks

S. Yağız

Pamukkale Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği, 20020 Denizli

ÖZET: Kayaların basınç dayanımı, çekme dayanımı, kırılgenlik ve aşınmaya karşı direnç gibi mühendislik özelliklerinin yanında, jeolojik faktörlerde kayaçların kazılabilirlik ve kesilebilirliği üzerinde etkilidir. Bu çalışmada, kayaçların bazı mühendislik özellikleri ve disk keskiye etkiyen normal kuvvet arasındaki ilişki araştırılmıştır. Bu araştırma, Colorado School of Mines (CSM), USA, Yer Mekaniği Enstitüsü (EMI)'nde gerçekleştirilmiştir. Laboratuvar deneylerine tabi tutulan kayaçlar metamorfik ve magmatik kökenli sert kayalar olup; granit, dolerit, gnays, paragnays, kalk-silikat, meta dolerit, meta andezit türlerinden oluşmaktadır. Toplam 10 adet doğrusal kesme deneyi (LCM) ve her bir LCM deney bloğundan alınan kaya örneklerinde; 5 adet tek eksenli basınç dayanımı, 5 adet Brezilyan çekme dayanımı, 3 adet uç bastırma (brittleness) deneyi ve 2 adet Cherchar aşınma deneyi olmak üzere ASTM (American Standard for Testing Materials) standartlarına göre toplam 50 adet tek eksenli basınç (σ_c), 50 adet Brezilyan çekme deneyi (σ_t); ve endüstri standartlarına göre toplam 30 adet uç bastırma deneyi (KI), 20 adet cherchar aşınma deneyi (CAI) yapılmıştır. Deney sonuçlarından elde edilen veri tabanı kayaç mühendislik özellikleri ile disk keskiye gelen normal keski kuvveti arasındaki ilişkisinin araştırılmasında kullanılmıştır. Sonuç olarak, kaya mühendislik özellikleri (σ_c , σ_t , KI, CAI) ile kaya kesmek için gerekli olan kuvvet arasında ilişkilidir. Kaya keski kuvvetinin kestirimi için görgül bir bağıntı, bazı kaya parametrelerinin σ_c , σ_t , KI, CAI fonksiyonu olarak; 0,95 oranında korelasyon katsayısı ile geliştirilmiştir.

ABSTRACT: Besides geological features, engineering properties such as uniaxial compressive strength (UCS), Brazilian tensile strength (BTS), brittleness and abrasiveness of the rock have significant affect on cutability and excavability of rocks. In this study, relationships between some engineering properties of rock and the normal force acting on the disc cutter are investigated. The research was performed at Earth Mechanics Institute (EMI) in the Colorado School of Mines, USA. The study is conducted on metamorphic through magmatic originated rocks. These rocks are granitic orthogneiss, horn-bio orthogneiss, meta-dolerite, meta-andesite, granitic gneiss, para-gneiss, calc silicate. Total 10 different rock block and related cores were collected from tunnel sites. 10 linear cutting test (LCM), 5 UCS, 5 BTS, 3 punch penetration test (PI) that used for brittleness investigation, and 2 Cherchar abrasiveness test (CAI) were performed on the collected rock cores. According to the ASTM (American Standard for Testing Materials) standard, total 50 UCS, 50 BTS, and in industrial standard, total 30 punch penetration test and 20 CAI test were conducted to establish database that were used for investigating relations between rock properties and normal cutter force. As a result of research, it is concluded that the normal force is related to some rock properties including UCS, BTS, PI, and CAI. Finally, in order to estimate the normal cutter force, an empirical equation was developed as a function of some engineering properties of rock with correlation coefficient of 0.95.

1 GİRİŞ

Kayaların fiziksel özelliklerinin bilinmesi ve mühendislik uygulamalarında kullanılması, projelerin özellikle ön aşamalarında kaya kütleleri hakkında bilgi edinmek açısından gereklidir. Kaya kütlelerinde yapılan projelerde kayaçların özelliklerinin bilinmesi ve saha koşullarına uygun kayaç kazıcılarının ve keskinlerinin kullanılması hem proje maliyetinin hemde projenin tamamlanması için gerekli zamanın kestirimi için önemlidir. Ancak bu çalışmaları yaparken önemli parametrelerin tamamının laboratuvar şartlarında yada saha şartlarında elde edilmeside oldukça güçtür. Bu nedenle, bir çok mühendislik projesinde, ölçülmesi mümkün olan parametreler laboratuvar yada saha koşullarında elde edilir, fakat ölçülemeyen parametreler varsayımlar ve görgül yaklaşımlar dahilinde proje tasarımı için kullanılır. Kazı mekanizasyonunda bir kaç önemli parametre, özellikle projenin başlangıç aşamasında önem arz eder. Bu parametreler; kayaçlara ait olan mühendislik özellikleri, örneğin dayanım, kırılganlık, sertlik, yoğunluk gibi, ve kayaçların kazılmasında kullanılan kazıcı makinelerin yada keskinlerin spesifik özellikleri ki bunlar; kesme dayanımı için gerekli olan spesifik enerji, keski kesme kuvvetleri olarak özetlenebilir.

Kayaçların kazılabilirliğinin tesbiti için değişik laboratuvar ve saha deneyleri geliştirilmiştir. Bu laboratuvar deneylerinin bazıları ASTM standartları dahilinde gerçekleştirilen basit laboratuvar kaya deneyleri (σ_c , σ_t , CAI) ve özel koşullarda gerekli olması dahilinde yapılan diğer endüstri standartlarına sahip olan deneyler (LCM, KI) olarak sıralanabilir. Bu makalede, basit kayaç parametreleri kullanılarak pahalı ve gerçekleştirilmesi her laboratuvarında mümkün olmayan LCM deneylerinin sonuçların birbirleriyle kıyaslanarak keski kuvveti ile basit kayaç parametreleri arasında görgül bir eşitlik elde edilmiştir.

2 JEOTEKNİK LABORATUVAR DENEYLERİ

Laboratuvarda gerçekleştirilen kayaç deneyleri, tasarımı yapılan projenin amacına göre değişir. Ancak bazı kayaç parametreleri elde edilmesi göreceli olarak ucuz ve kolay olmasından dolayı hemen her projede gerçekleştirilir. Daha sonra bu parametrelerden yola çıkılarak, diğer parametrelerde elde edilir ve projede kullanılır. Basit kayaç deneylerinin başında tek eksenli basınç dayanımı ve Brazilyan çekme dayanımı, yoğunluk deneyleri gelmektedir. Aslında bir çok kaya kazı projelerinde, σ_c ve σ_t dayanım değerleri kullanılsada, bu iki

parametrenin yeterli olduğunu söylemek doğru olmaz. Çünkü her iki parametrede laboratuvarda sağlam kayaç numuneleri üzerinde gerçekleştirildiğinden dolayı, karmaşık ve maliyeti yüksek projelerde bu iki parametreyi kullanarak kaya kütleleri kazılabilirlik-kesilebilirlikleri ve özellikleri hakkında bilgi vermek eksik olur. Bu nedenle, kayalarda kesilebilirliğin kestirimi için LCM deneyi daha büyük boyutlardaki kaya bloklarında (en az 0,5x1x1m) gerçekleştirilir.

Toplam 10 adet kaya bloğundan alınan karot örneklerinde yapılan deney sonuçları ile bloklarda yapılan doğrusal kesme deney (LCM) sonuçları veritabanı oluşturulmasında kullanılmıştır. Bu kaya türleri, granitik orto-gneys, meta dolorit, horn-biotit, orto-gneys, meta andezit, granitik gneys, para-gneys, kalk silikat kayaçlarıdır. Paragnays ve kalksilikat kayaçlarında gözlenen farklılıklar göz önünde tutularak bu kayaçlarda iki adet blok elde edilerek bu bloklardan alınan örneklerde deneyler gerçekleştirilmiştir (Şekil 1).

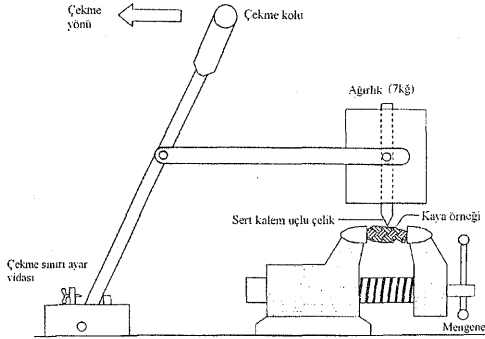


Şekil 1. Doğrusal kesme deneyi için tünel yan aynasından alınan kaya bloğu ve laboratuvar deneyleri (σ_c ; σ_t ; CAI; KI) için bloktan alınan karot

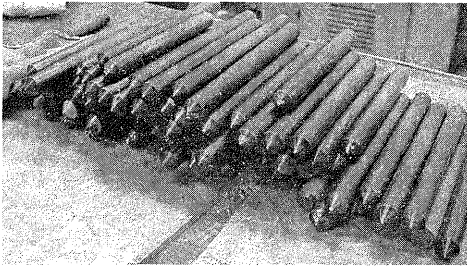
2.1. Tek Eksenli Basınç Dayanımı (σ_c) Deneyi

Tek eksenli basınç deneyi (σ_c) bir çok proje tasarımında kullanılan önemli bir kayaç özelliğidir. Bu deney ASTM yada ISRM standartları kullanılarak gerçekleştirilebilir. Bu makalede ASTM standartları kullanılarak farklı kaya türlerine ait 10 farklı kaya tütü ve bloğundan alınan ve ASTM standartlarında hazırlanan örnekler üzerinde toplam 50 adet tek eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Ayrıca yoğunluk (ρ) ölçümleride yapılarak yoğunlukların ortalamaları veritabanına ilave edilmiştir. Her bir kaya bloğundan 5 adet tek eksenli basınç deneyi örneği alınarak

elikten yapılmış ve sertliği bilinen elik kalem, taze yüzeyli kayaa üzerine srtlerek kayacın elik kalem üzerinde meydana getirdiği aşınma miktarı mikroskop altında bakılarak ilimetrenin onda biri cinsinden llr ve ortalama değer her bir kayaa için cherchar aşınma indeksi (CAI) olarak kayıtl edilir. Kullanılan elik kalem ve CAI deney düzeneği şekil 3 ve 4'te sırayla verilmiştir.



şekil 3. Cherchar aşınma deney düzeneği (CAI)

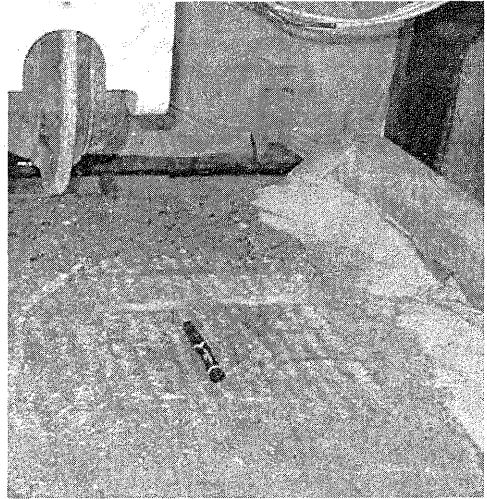


şekil 4. Cherchar aşınma deneyinde kullanılan sivri uçlu özel elik kalemler

2.5. Doğrusal Kesme Deneyi (LCM)

Doğrusal kesme deneyi (Lineer Cutting Machine Testing-LCM), bir kayacın keski disk yardımıyla kesilebilmesi için gerekli olan keski kuvvetler ve spesifik enerjinin hesaplanması için yapılan bir deneydir. Bu deney; bir kayacın kesilebilmesi için gerekli keski kuvvetleri ve kesilen kaya türleri arasındaki ilişkinin araştırılmasında kullanılabilir. Bu amaç doğrultusunda, 10 adet 0,5x1x1m ebatında kayaa blokları kullanılarak deney yapılmıştır. Bu deneyi yardımıyla saha koşullarında bir kaya kütlesinin kesilebilirliği laboratuarda simule edilebilmektedir. (ığla ve diğ. 2001). LCM deneyi için hazırlanan ortalama 1x1x1m boyutunda kayaa bloğu 1x1,5x1,5 boyutunda elik ereve içerisine

konup ve daha sonra ereve ile kayaa blok arasında kalan boşluk kum boyutu zeminden yapılmış harç ile boşluk kalmayacak şekilde doldurularak ve kayaa numunesinin üzeri düzeltilerek kurumaya bırakılır. Daha sonra numune ters çevrilir ve kayacın harç ile kapatılmamış olan yüzeyi düzeltilerek kayaa yüzeyi deney için hazırlanır. Bu yüzey ile deney esnasında, disk keski ile kayaa yüzeyi teması sağlanacağından ereve ve harın ortasına sıkıştırılmış (confinement) kayaa dikkatli bir şekilde daha önceden kalibrasyonu yapılmış deney düzeneğinde keskinin altına yerleştirilir (şekil 5).

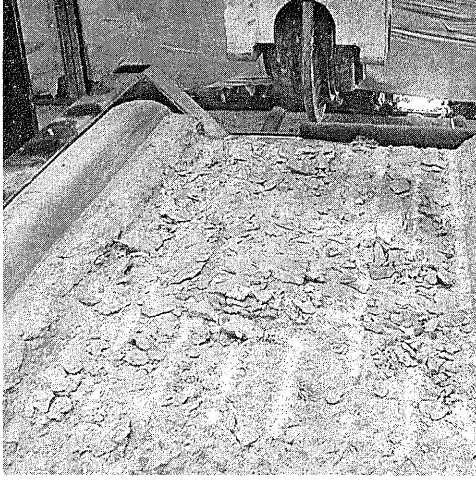


şekil 5. Doğrusal kesme deney düzeneği ve hazırlanmış kayaa bloğu rneği

Deney düzeneği kurulup örnek hazırlandıktan sonra, deneye başlanır ve bir kayaa blok örnek üzerinde keski diskin belirli aralıklarla geçişi sağlanır ve bu geçiş sırasında keski diskin kayaa uyguladığı kuvvetle kayaa yüzeyinde belirli derinlikte bastırma sonucu kesilme-parçalanma ve kırılmalar meydana gelir. Sonuç olarak kayaaaların kesilmesi için gerekli olan yükler ve kuvvetler laboratuvar koşullarında bu deney ile hesaplanabilir.

Deneyde kayacın kesilmesi için gerekli olan yükler yk hücresinden keski disk yardımıyla kayaa yüzeyine aktarılır ve diskin kayaa üzerindeki geçişleri esnasından bu yükler (Linear Variable Displacement Transducer) LDVT aracılığıyla kayıtl edilir. Keski disk altındaki kayaa bloğu, sabit keski geçiş hızı, keski arası mesafe, kesme derinliği ile kesilir. Bu sabit hız ve aralıklarla kayaa yüzeyinde disk geçişiyle kayaa disk altında ezilir ve

parçalanarak kırılır. kayaç kırıntılar halinde iki disk geçiş izi arasında parçalanır (Şekil 6).

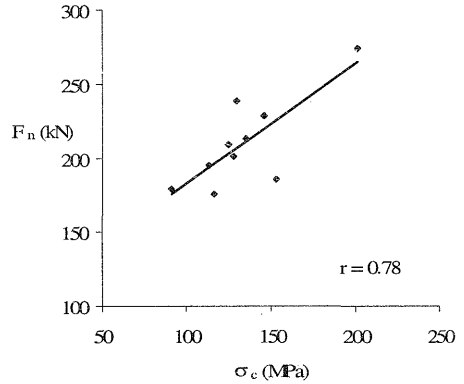


Şekil 6. Doğrusal kesme deneyinde kullanılan disk keski, diskler arası mesafe ve disk altında kayaçın parçalanması

3 LABORATUVAR DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Laboratuvar koşullarında ASTM ve endüstri standartları kullanılarak yapılan kaya mekaniği deneylerinden elde edilen sonuçlar, kayaların disk altında parçalanması için gerekli keski kuvveti ve kaya mühendislik parametreleri arasındaki ilişkinin araştırılması için veri tabanı oluşturulmasında kullanılmıştır. Bu amaçla, granitik orto-gneys, meta-dolorit, horn-biotit, orto-gneys, meta-andezit, granitik-gneys, para-gneys, kalk-silikat kayaçlarda yapılan σ_c , σ_t , KI, CAI deneylerinin ortalamaları alınarak sonuçlar Çizelge 1'de verilmiştir. Çizelgede her bir kaya örneğine ait deney sonuçlarının elde edilebilmesi için gerek deney esnasında ve gerekse deney örnekleri seçiminde kaya kütlelerini temsil edecek örnekleme yapılmıştır. Ayrıca deneylerde süreksizlikler, çatlak, alterasyon boyunca yenilme gösteren kaya örneklerinden elde edilen deney sonuçları çizelgede verilen ortalama değerlere dahil edilmemiştir. Bu yöntemle, kaya özelliklerinin tam olarak veri tabanına yansıtılması amaçlanmıştır. Doğrusal kesme deneyleri tünel yan aynasından alınan kaya bloklarında yapılmıştır. Yapılan deneylerde kaya bloğu üzerinde yapılan disk keski arası mesafe (81,3mm) sabit tutulmuş; ancak deneye ait kesme derinliği yapılan projenin amacına uygun olarak alınmıştır. Deneyler esnasında

kaya yüzeyinde keski arası mesafe ve kesme derinliği ile deneyler sonucu elde edilen keski kuvvetlerinin ortalamaları Çizelge 2'de verilmiştir. Kayaçların mekanik özellikleri ile Doğrusal kesme deneyi sonucu elde edilen normal keski kuvveti arasındaki ilişki araştırılmıştır. Kayaçların dayanımları (σ_c , σ_t) ve kesme kuvveti (F_n) arasındaki ilişki Şekil 7 ve 8'de verilmiştir. Tek eksenli basınç dayanımı ve Brazilyan çekme dayanımı ile kesme kuvveti arasındaki ilişki sırayla korelasyon katsayısı (r); $r = 0,78$ ve $0,58$ olarak bulunmuştur. Buna göre σ_c ile kesme kuvveti arasındaki ilişki σ_t ile olan ilişkiye oranla daha yüksektir.



Şekil 7. σ_c ile ölçülen F_n ilişkisi

Kırılgenlik (KI) değerleri ile kesme kuvveti arasındaki ilişki Şekil 9'de verilmiştir. KI ve kesme kuvveti arasındaki görgül ilişkide korelasyon katsayısı $r = 0,75$ olarak bulunmuştur ve bu sonuca göre kesme kuvveti kayaçların kırılgenlik-gevrekliği ile doğrusal ilişkilidir. Cherchar aşınma deneyi sonucu elde edilen aşınma indeksi (CAI) ile kesme dayanımı arasındaki ilişkide $r=0,30$ olarak bulunmuştur ancak bu korelasyon oldukça zayıftır (Şekil 10).

Formülde; σ_c , tek eksenli basınç ve σ_t , Brazilyan çekme dayanımları (MPa), Kırılgenlik indeksi (KI), kN/mm ve Cherchar aşınma indeksi (CAI) birimsizdir ve kayaların kesilebilirlikleri için tahmin edilen normal kesme kuvveti, F_n , ise kN cinsinden bulunmuştur. Tahmin edilen F_n ve ölçülen F_n arasındaki ilişkide $r = 0,95$ dir (Şekil 11). Elde edilen ampirik ilişkinin kullanılmasıyla her bir kaya örneği için hesaplanan F_n değeri Çizelge 2'de daha önceden verilmiştir.

Çizelge 1. Laboratuvarda kullanılan kaya türleri ve kaya deneylerinin ortalama sonuçları

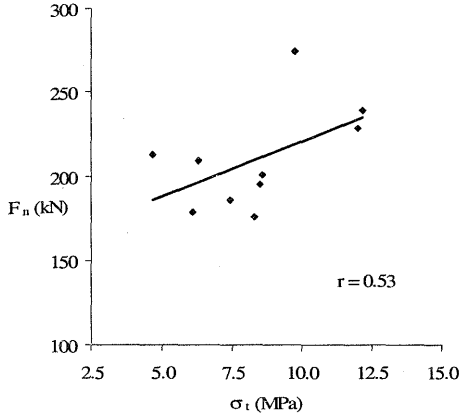
Örnek No.	Kayaç türleri	ρ_{kaya} (kN/m^3)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	KI (kN/mm)	CAI -
1	Granitik orto-gnays	2,78	114	8,5	37	3,0
2	Horn-biotit orto-gnays	2,89	125	6,3	24	3,5
3	Meta dolorit	2,78	130	2,2	29	3,1
4	Meta andezit	2,70	128	8,6	34	3,9
5	Granitik gnays	2,76	146	12,0	31	3,7
6	Para-gnays	2,75	117	8,3*	31	3,8
7	Para-gnays	2,72	135	4,7	30	3,5
8*	Kalk silikat	2,81	201	9,7	20	4,1
9	Kalk silikat	2,85	153	7,4	38	3,9
10	Meta dolorit	2,87	92	6,1	33	2,7

*Tek Eksenli basınç ve Brazilian çekme deneyleri zayıflık düzlemine dik uygulanmıştır.

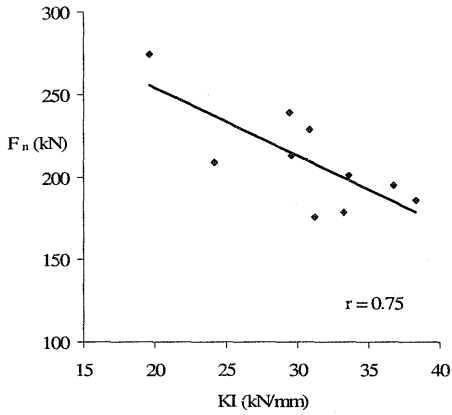
Çizelge 2. Doğrusal kesme deneyi ve elde edilen ortalama normal keski kuvvetleri

Örnek No.	Doğrusal kesme deney (LCM) parametreleri			Laboratuvarda ölçülen	Tahmin edilen
	Keskiler arası mesafe (S) (mm)	Kesme derinliği (P) (mm)	S/P	Keski kuvveti (F_n) (kN)	Keski kuvveti (F_n) (kN)
1	81,3	2,54	32,0	195,0	189,3
2	81,3	2,54	32,0	209,0	212,1
3	81,3	2,54	32,0	238,8	233,8
4	81,3	5,72	14,2	201,1	196,1
5	81,3	5,72	14,2	228,4	228,7
6	81,3	3,81	21,3	175,5	195,3
7*	81,3	2,54	32,0	212,8	197
8*	81,3	3,81	21,3	274,0	275,4
9	81,3	2,54	32,0	185,8	193,7
10	81,3	254	32,0	178,6	176,7

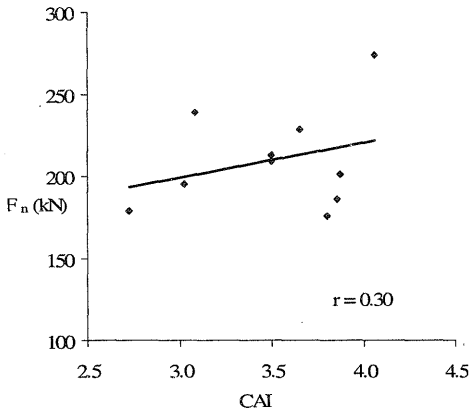
*LCM deneyi foliasyon veya zayıflık düzlemine dik olarak uygulanmıştır.



Şekil 8. σ_t ile ölçülen F_n ilişkisi



Şekil 9. KI ile ölçülen F_n ilişkisi



Şekil 10. CAI ile ölçülen F_n ilişkisi

4 İSTATİSTİKSEL ANALİZLER

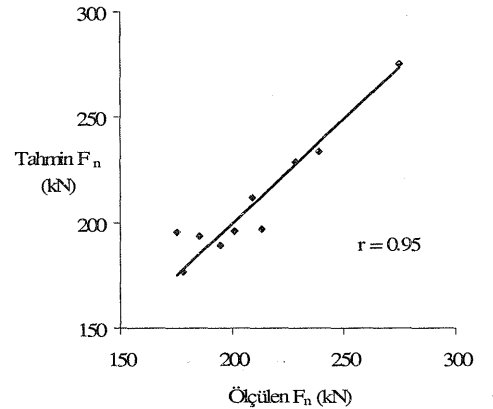
Deney sonuçlarının değerlendirilmesi ile elde edilen veritabanı istatistiksel analizlerin gerçekleştirilmesinde kullanılmıştır. Bu amaç kapsamında daha önceki bölümde her bir kaya parametresinin keski kuvveti ile olan ilişkisi araştırılarak korelasyon değerleri ortaya konmuştur. Ancak her bir kaya özelliğinin keski kuvveti ile olan ilişkisi çok katlı regresyon yapılarak ele alınmış ve sonuç olarak kaya mühendislik özellikleri ile keski kuvveti arasında görgül ilişki geliştirilmiştir. Bu çalışmada, standart istatistiksel yazılım programı (SPSS) kullanılmıştır. Kullanılan veritabanındaki kaya mühendislik parametreleri ve keski kuvveti istatistiksel olarak Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 3. Kaya mühendislik özellikleri ve ölçülen keski kuvvetinin istatistiksel dağılımı

Ölçülen parametreler	Min	Max	Mean	Std. Dev
ρ_{kaya}	2,70	2,89	2,8	0,063
σ_c	92,0	201,0	134,1	29,023
σ_t	4,7	12,2	8,4	2,44
KI	112,0	219,0	175,2	31,81
CAI	2,7	4,1	3,5	0,454
F_n	175,5	274,0	209,9	30,44

Buna göre F_n kuvvetinin tahmin edilebilmesi için kayaç parametrelerinin fonksiyonu olarak elde edilen görgül eşitlik:

$$F_n = 177 + 0,558 \cdot \sigma_c - 2,55 \cdot KI + 15 \cdot (\sigma_t / CAI) \quad (r = 0.95)$$



Şekil 11. Tahmin edilen ve ölçülen F_n arasındaki ilişki

5 SONUÇLAR

Kaya kütlelerinin fiziksel ve mekanik özelliklerinin bilinmesi, mühendislik projeleri için önemlidir. Ancak sadece kayaç özellikleri, proje maliyetinin tesbitinde yeterli olmaz ve bununla birlikte kullanılan ekipmanlarında projeye uygun olarak seçilmesi gerekir. Bu çalışmada, bir kaya kütlelerinin kazılabilmesi-kesilebilmesi için gerekli olan normal kesme kuvvetinin tesbiti laboratuvar koşullarında yapılarak; ölçülen F_n ve kayaç mühendislik özellikleri arasında bir görgül ilişki geliştirilmiştir. Elde edilen verilere göre yapılan çalışmanın sonuçları aşağıdaki gibi özetlenebilir.

-Kaya dayanımı ile doğrusal kesme kuvveti (F_n) arasındaki ilişki doğrusaldır.

- σ_c ile F_n arasındaki ilişki doğrusal olup basınç dayanımı yüksek kayaların kesilebilmesi için gerekli kesme kuvvetide yüksektir.

-Kayaçların σ_t arttıkça kayaçlarda çatlaklılık gelişimi azalmaktadır. Bunun sonucu olarak; çekme dayanımı yüksek kayaçların kesilebilmesi için gerekli olan F_n 'de yüksek olacaktır.

- KI değeri yüksek kayaların kesilmesi için gerekli olan F_n , gevrek olmayan kayalara oranla düşüktür. Diğer bir deyişle; KI değeri ile kaya kesmek için gerekli olan F_n ters orantılıdır.

- Kayaçların CAI ve F_n arasında kabul edilebilir bir ilişki söz konusu değildir ancak kayaçların CAI ile kayaçların kesilmesinde kullanılan keski disklerin yıpranma ve eskime süresi arasında ilişki olduğu bilinmektedir. Sonuç olarak, kayaların bazı mühendislik özellikleri ile kayaç kesmek için gerekli olan doğrusal normal keski kuvvet aralarında ilişkilidir.

TEŞEKKÜR

Yazar, Prof. Dr. Levent Özdemir ve Colorado School of Mines, EMI ekibine çalışma esnasındaki yardımlarından dolayı teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- ASTM 1995. Standard practice for preparing rock core specimens and determining dimension and shape tolerances. *American Society for Testing and Materials*, Designation D4543.
- ASTM 1995. Standard test method for unconfined compressive strength of intact rock core specimens. *American Society for Testing and Materials*, Designation D2938.
- ASTM 1995. Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens. *American Society for Testing and Materials*, Designation D3967.
- Dollinger GL, Handewith HJ, Breeds CD. 1995. Use of the punch test for estimating TBM performance. *Tunneling and underground space technology*, Vol. 13. no.4. p. 403-408.
- Çiğla M, Yağız S, Özdemir L. 2001. Application of tunnel boring machines in underground mining development. *17th International Mining Congress & Exhibition of Turkey*, IMCET 2001, pp.155-164 Ankara, Turkey
- Gertch R. E. 2002. Rock toughness and disc cutting. *PhD Dissertation, department of Mining Engineering*, pp.256, University of Missouri, Rolla USA.
- Szwedzicki T. 1998. Draft ISRM Suggested method for determining the indentation hardness index of rock materials. *Int J Rock Mech Min Sci*, Vol. 35. No.6, pp. 831-835.
- Yağız S, Özdemir L. 2001. Geotechnical parameters influencing the tbm performance in various rocks. Program with Abstracts, *44th Annual Meeting of Association of Engineering Geologists*, Technical Session 10; Engineering Geology for Construction Practices, September, Saint Louis, MO, USA
- Yağız S. 2006a. A model for prediction of tunnel boring machine performance. Substructures and Underground Space; paper no. 383, engineering geology for tomorrow's cities; *The 10th IAEG Congress*, Nottingham, Sept. 6-10, 2006, U.K
- Yağız S. 2006b. TBM performance prediction based on rock properties. *In EUROCK2006*, Cotthem, A., Robert Charlier, R. Thimus, J. Jean-Pierre Tshibangu, J. (Eds) pp. 663-670, May 9-12, 2006, University of Liege, Belgium

Pasa İrilik Katsayısının Kazı Verimliliği Üzerindeki Etkisi

The effect of coarseness index on rock cutting efficiency

H. Tunçdemir, H. Çopur, C. Balcı, N. Bilgin

İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul.

ÖZET: Maden ve tünellerde kazı yöntemi seçimi yerbilimleri mühendislerinin en önem verdiği konulardan biridir. Eğer formasyon ve şartlar uygunsa mekanize kazı ile çok verimli kazılar yapılabilir. Bunun için formasyonun mekanize kazıya uygun olup olmadığının belirlenmesi gerekir. Bu amaçla uygulanan yöntemlerden biri kazılacak kayanın laboratuvarlarda bir seri tam boyutlu kazı testlerine tabi tutulmasıdır.

Testler sırasında gelişmiş bir ölçme sistemi kullanılarak kayaç kazısı sırasında kullanılan gerçek boyutlu bir keskinin tasarım ve işletme parametreleri belirlenir. Bu testler sonucunda elde edilen pasa (kesintiler), birim uzunluktaki kazılan pasa hacminin (Q) (m^3/km) hesaplanmasında kullanılmaktadır. Bir kesme deneyi sırasında elde edilen ortalama kesme kuvvetleri (FC) ile pasa hacmi (Q) arasındaki oran -birim hacimdeki kayacı kesmek için harcanan kuvvetin oluşturduğu- spesifik enerji (SE) (kWh/m^3 ya da MJ/m^3) olarak ifade edilmektedir. Kayaç kazısı sırasında elde edilen pasanın parça boyut dağılımı ne kadar büyükse o kadar az enerji harcanarak kazı yapıldığı bilinen bir gerçektir. Elde edilen pasanın parça boyut dağılımı ise pasa irilik katsayısı (PİK) olarak bilinen indeks değerle ifade edilir. Bu indeks değer ne kadar büyükse o kadar iri parçalı pasa elde edilmiş demektir.

Bu çalışmada da 3 farklı tenöre sahip kromit cevheri ve bunların yankayacı olan serpantin ve harsburjit ve aynı zamanda trona cevheri üzerinde tam boyutlu laboratuvar kesme deneyleri yapılmış, SE ve PİK değerleri belirlenmiştir. Elde edilen verilere göre optimum şartlarda yapılan kazıda pasa irilik katsayısının en yüksek çıktığı diğer şartlarda ise kademeli olarak düştüğü anlaşılmıştır. Buradan yola çıkarak pratikte şu tespitler yapılabilecektir: elde edilen pasaların PİK değerleri belirlenerek kazının verimliliği hakkında fikir sahibi olunabilmektedir. Buradan da spesifik enerji yardımı ile yapılan kesici kafa dizaynı ve önceden performans tahmini, pasa irilik katsayısı değerleri de göz önünde bulundurularak yapılabilecektir.

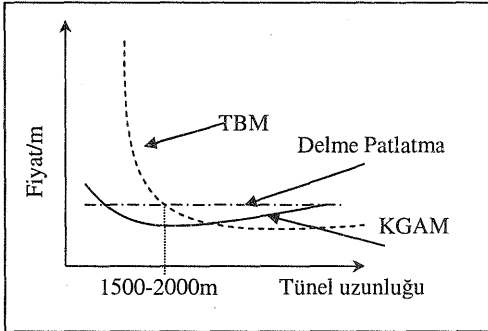
ABSTRACT: One of the most important decisions is the excavation method selection in mines and tunnels for rock engineers. Efficient excavations can be performed with mechanical miners if conditions and formations allow. For this aim, it should be determined whether rock is suitable for mechanical cutting. One of the methods of determination of rock cuttability is the laboratory full-scale cutting tests. During these tests, a sophisticated measurement system is used for determining the design and operational parameters of a mechanical miner's cutting head and tool. After test, rock cuttings collected from sample surface is used for estimating the yield volume (Q) (m^3/km) per unit cutting length. Cutting force (FC) measured during the test and yield are the parameters to calculate specific energy which is the amount of the energy consumption to excavate unit volume of the rock. Besides, particle size distribution of yield is defined by coarseness index (PİK) and can be found out by sieve analysis. The higher the coarseness index of a yield, the bigger the particle size distribution of that yield.

In this study, 6 mineral and rock samples (3 various chromite samples, harsburgite and serpentine and a trona) are subjected to full-scale rock cutting tests and their SE and PİK values are determined. According to the data obtained, PİK has the maximum value in the excavation performed on the optimum conditions, but PİK gradually decreases in the other conditions. It can be inferred that PİK values helps rock engineers for a mechanical miner's performance prediction and cutting head design which are estimated with specific energy concept.

1 GİRİŞ

Günümüzde maden ve tünellerde yapılan kazılar yapısal olarak ikiye ayrılmaktadır; bunlardan biri geleneksel yöntem olarak nitelendirilen “delme-patlatma” ile yapılan kazı, diğeri de hızlı kazı teknolojileri olarak nitelendirilen “mekanize kazı araçları” ile yapılan kazıdır.

Bununla beraber madencilik ve tünelcilikte kazı yöntemini seçerken başlangıçta ekonomiklik ve güvenlik açısından etki eden bazı parametreleri de göz önünde bulundurmak gerekir; örneğin bir tünel açımında kazının yapılacağı mesafe ekonomikliği etkileyen önemli bir parametredir. Eğer tünel 1500-2000 m’den daha az uzunluğa sahipse ilk yatırım maliyetleri çok yüksek olan (tam cephe makinelerin her metre çapı için 1 Milyon \$) mekanik kazı araçları kullanılamamaktadır (Şekil 1). Bunun yanında şehir içinde ve yerleşim bölgelerinde yapılan tünel kazısında ise patlatma sonucu oluşan titreşimler ve tasman tedirginliği büyük rahatsızlıklar oluşturduğu ve yasal olarak uygulanması da kısıtlandığı için delme patlatma yöntemiyle kazı tercih edilmemektedir. Genellikle yerleşim yerleri dışında bulundukları ve kilometrelerce kazı yapıldığı düşünülürse madenler için böyle bir problem söz konusu değildir. Bu birincil sosyo-ekonomik sınırlamalar izin veriyorsa mekanik kazı hem hızlı ve güvenli hem de verimli bir yöntemdir.



TBM: Tam cepheli tünel açma makinesi, KGAM: Kollu galeri açma makinesi,

Şekil 1. Tünel uzunluğu - fiyat ilişkisi (Pakes, 1991)

Kuşkusuz ki mekanize kazı kararı verirken kazılacak kaya ortamının özellikleri ve kazılabilirliğinin de belirlenmesi başarılı bir kazı için birincil önem taşımaktadır. Tünel ya da maden cevheri ve yankayacı kazısında kullanılacak (TBM, EPBM (Arazi basıncını destekleme sistemine göre kazı yapan mekanik kazıcı), KGAM, hidrolik kırıcı, sürekli kazıcı, kesici yükleyici vb...) mekanik kazıcıların hangisinin seçileceğine de kayacın

mekanik ve jeolojik özelliklerinden faydalanarak karar verilmektedir. Örneğin tünel açımında -tek bir seçim kriteri olmamakla beraber- basınç dayanımı 1000-1500kg/cm²’den yüksek olan kaya ortamlarında ilerlemek için istenilen baskı kuvvetini stabilitesi bozulmadan verebildiklerinden TBM’ler kazı için seçilirken, 500-1250 kg/cm² arasında ise KGAM’lar seçilebilmektedir. Trakya formasyonu gibi çok kırıklı-çatlaklı ve çeşitli sokulumlar yüzünden basınç dayanımları çok değişiklik gösteren kaya ortamlarının bulunduğu tünellerde ise hidrolik kırıcılar daha başarılı olmaktadır. Maden kazısı için seçilecek mekanize kazı makinesinin ise hem cevher kayasını, kömürü, minerali hem de yankayacı başarılı bir şekilde kazması gerekir.

Kayaçların mekanik özellikleri arazide (Schmidt çekici, nokta yük dayanım deneyi, koni delici deneyi vb...) ve laboratuvarlarda (tek eksenli basınç dayanımı deneyi, dolaylı çekme dayanımı deneyi, kesme dayanımı deneyi, Cerchar aşındırıcılık deneyi, petrografik analiz (ince kesit), uç batırma deneyi vb...) yapılan bir dizi deney sayesinde belirlenir.

Kayacın kazılabilirliği ise gerçek bir makina ile deneme kazıları yapılarak (en pahalı ve zaman alıcı fakat en gerçekçi sonucu veren yöntemdir), kazılacak kaya ortamından alınan numunelerin laboratuvarında tam boyutlu ve/veya küçük boyutlu kazı setlerinde kesme deneylerine tabi tutularak ya da daha önce yapılmış kazı uygulamalarına dayanarak geliştirilen deneysel ve teorik yaklaşımlar kullanılarak belirlenir.

Laboratuvarında yapılan tam boyutlu kazı testlerinde kayaç kazısında kullanılan gerçek bir makinenin kesici kafasına yerleştirilmiş keskilerden biri (TBM’ler için disk keski, kollu makineler için kalem uçlu keski) test edilerek kazı sırasında kayaç özelliklerine bağlı olarak maruz kaldığı kuvvetler (kesme (FC), normal (FN) ve yanal (FS) kuvvetler) ölçülmekte ve birim kesme uzunluğunda elde edilen pasa hacmi (m³/km) belirlenmektedir. Testler sırasında ölçülüp kaydedilen kesme kuvveti (kg-kuvvet) ve elde edilen pasa hacmi (m³/km) arasındaki oran birim hacimdeki kayacı kazabilmek için sarf edilen enerji olarak bilinmekte (Neil,1994) ve eşitlik (1) deki gibi spesifik enerji (SE, kWh/m³) olarak ifade edilmektedir.

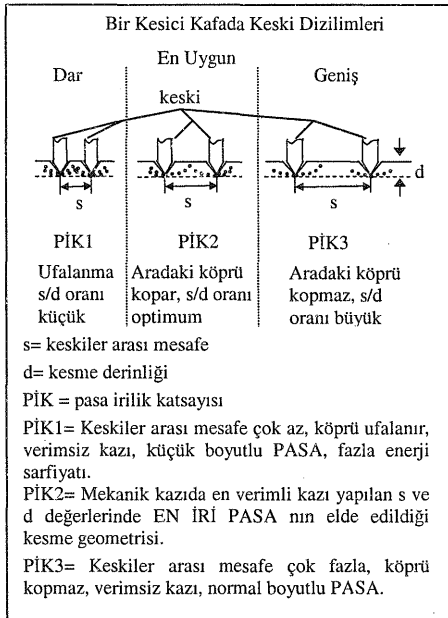
$$SE = \frac{FC}{Q} \quad (1)$$

Bu oran hesaplandıktan sonra eğer ilgili kayacı kazacak mekanik kazıcının kesici kafa gücü (P, (kW)) biliniyorsa kayacın anlık ilerleme hızı (net kazı hızı, ICR, m³/h) eşitlik (2)’den kolayca hesaplanabilir (Rostami, 1994) ve k enerji transfer

katsayısı olup TBM'ler için 0,7-08, KGAM'ları için 0,4-0,5 alınır.

$$ICR = k \cdot \frac{P}{SE_{opt}} \quad (2)$$

Ek olarak kazılacak yeraltı boşluğu ve tünelin kazı alanı (m^2) da bilindiğinden m/h olarak ilerleme hızı belirlenir. Bu ilerleme hızı kazıcının fiili olarak kazı yaptığı süredeki kazı hızıdır. Makina çeşitli sebeplerden (tahkimat, nakliye gibi gecikmeler ve arızalar vb...) dolayı bir günün tamamında kazı yapamaz. Dolayısı ile fiili kazı yapılan süre ile toplam süre arasındaki oran makineden faydalanma oranını (MU, %) verir. İlerleme hızı ile bu oran çarpıldığında ortalama ilerleme hızı olarak ifade edilen gerçek günlük ilerleme miktarı bulunur.

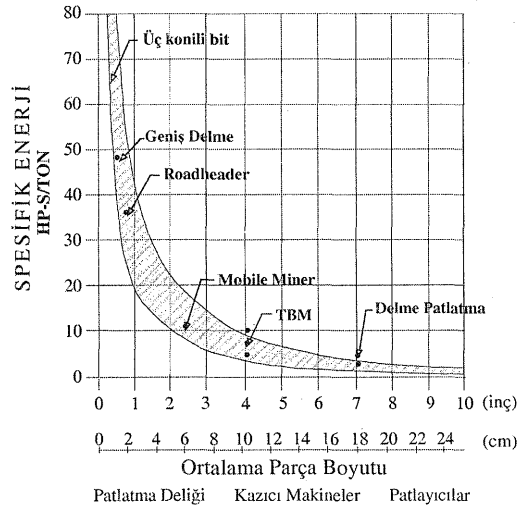


Şekil 2. Kesici kafada keski dizilimleri ve PİK dağılımı

Spesifik enerji hesabında kullanılan Q pasa parametresi de kayaç kazısında sarf edilen enerji hesabında önemli bir yer tutar. Belirli bir kesme kuvveti ile ne kadar fazla pasa elde edilebiliyorsa o kadar verimli bir kazı yapılmış olacaktır. Şekil 2' den de görüldüğü gibi çekme gerilmeleri sonucu oluşan çatlakların birbirine ulaşabildiği en büyük mesafe bir kesici kafada en uygun keski arası mesafedir. Bu mesafe kayacın özelliklerine bağlı olarak artar ya da azalabilir. Kazı sonrasında çıkan

pasanın parça boyut dağılımı da elek analizi yapılarak belirlenir ve pasa irilik katsayısı (PİK) ile ifade edilir.

Şekil 3'ten görüleceği üzere değişik kazı sistemleri kullanılarak elde edilen pasa boyutu büyüdükçe birim hacimdeki kayacı kazmak için sarf edilen enerji miktarı da düşmektedir. Bu yukarıda bir önceki paragrafta açıklanan olgunun genel olarak ifade edildiği bir grafikdir. Sonuç olarak bir kazıcı makine kullanırken elde edilen pasa ne kadar iri ise verimli bir kazı yapılmış, ne kadar ince ise kazı için harcanması gereken enerji ufulanma işinde kullanıldığı için de o kadar verimsiz bir kazı yapılmış demektir.



Şekil 3. SE-parça boyutu açısından kazı sistemleri arasındaki ilişki (Özdemir, 1994).

Bu çalışmada, 3 farklı tenöre sahip kromit cevheri ve bunların yankayıcı olan serpantin ve harsburjit ve aynı zamanda trona cevheri üzerinde tam boyutlu laboratuvar kesme deneyleri yapılmış ve yukarıda açıklanan tasarım ve işletme parametreleri (FC, FN, Q, SE) ve ayrıca elek analizlerinden PİK indeks değerleri belirlenmiştir. Elde edilen verilere göre optimum keski arası mesafe ve kesme derinliği oranının bulunduğu şartlarda yapılan kazıda pasa irilik katsayısının en yüksek çıktığı optimum olmayan (keski arası mesafenin küçük olduğu) şartlarda ise kademeli olarak düştüğü tespit edilmiştir. Bununla beraber sabit kesme derinliğinde kazı testlerinin bir seti ($s/d=1, 2, 3, 5, 8$ (yardımsız)) göz önünde bulundurulduğunda elde edilen PİK değerleri ile spesifik enerji değerleri arasında iyi derecede ilişkiler tespit edilmiştir.

2 ELEK ANALİZLERİ VE PASA İRİLİK KATSAYISININ TESPİTİ

Pasa irilik katsayısı kazının verimliliğini belirten boyutsuz bir sayıdır (Roxborough, 1972). Bu sayı ne kadar büyükse elde edilen pasa o kadar iri demektir. Bu katsayı elek analizi ile belirlenir. Laboratuvar tam boyutlu ya da küçük boyutlu kazı deneylerinden elde edilen pasaların elek analizleri için Şekil 4'teki akış şeması izlenir.



Şekil 4. Pasa irilik katsayısının belirlenişi

Tam boyutlu kazı setinde yapılan bir test (Şekil 4, 1. aşama) sonucunda elde edilen pasa; narin fırça ve bir kürek ile pasa örselenmeyecek şekilde toplanıp, numaralandırılıp poşetlendikten (Şekil 4, 2-a. aşama) sonra tartılarak (Şekil 4, 2-b. aşama) toplam ağırlığı belirlenir. Daha sonra elek analizine (Şekil 4, 3. aşama) tabi tutulur. Elek analizlerinden elde edilen sonuçların geçerli olması için şu kriterlere dikkat edilmelidir:

- Elekler tam boyutlu kazı testleri sonucunda elde edilen parçaların büyüklüklerini karşılayacak şekilde seçilmelidir.
- Test edilecek her pasa aynı elek grubuyla eleme işlemine tabi tutulmalıdır.
- Elek grubunda kullanılan eleklerin elek açıklıkları her test için aynı olmalıdır. Yani ilk

eleme için 5 bir sonraki için 6 adet eleğin bulunduğu bir eleme yapılmamalı ya da ilk grupta 30mm elek açıklığında ikincisinde de 25mm elek açıklığında bir elek kullanılmamalıdır.

Bu çalışmada 5 farklı eleğin kullanıldığı bir elek grubundan (25mm, 8mm, 2mm, 0,5mm, 0,125mm'lik elekler) 5 elek üstü ve 1 elek altı (tava üstü) olmak üzere 6 farklı boyut aralığındaki (+25mm, +8mm, +2mm, +0,5mm, +0,125mm ve -0,125mm (tava)) ürünler elde edilmiştir (Şekil 4, 4. aşama). Bu eleklerden 25mm açıklıklı olanı 30mm açıklıklı olanla değiştirilirse elek üstü değerleri tamamen değişeceği için PİK değeri tamamen değişir ya da 25mm ile 8mm arasına 16mm lik başka bir elek koyulursa da PİK değeri tamamen değişecektir. Eleklerle pasa boşaltılmadan önce her bir eleğin darası tartılarak belirlenir (Şekil 4, 4-b. aşama). Daha sonra pasalar eleklerle boşaltılır ve eleme işlemine geçilir (Şekil 4, 5. aşama). Eleme işlemi eğer el ya da mekanik bir sarsıcı ile yapılıyorsa dakikadaki sarsma sayısı her test için aynı olmalıdır. 1 dakika süre ile sarsma işlemi tamamlandıktan sonra her bir elek üstü ve tava hassas bir terazi ile tartılır ve daraları çıkarıldıktan sonra her bir aralık için (bu çalışmada (+25mm), (-25mm +8mm), (-8mm +2mm), (-2mm +0,5mm), (-0,5mm +0,125mm) ve (-0,125mm) aralıkları) ağırlık değerleri bulunmuş olur (Şekil 4, 6. ve 7. aşama). Bu değerlerin toplam ağırlığa göre yüzdeleri bulunduktan (Şekil 4, 8. aşama) sonra da bu yüzde değerler toplanarak her bir elek aralığının üstünde kalan kümülatif elek üstü toplam değeri belirlenir (Şekil 4, 9. aşama). Bu değer pasa irilik katsayısını vermektedir. Pasa irilik katsayısının kolayca anlaşılması ve hesaplanabilmesi için bir kazı işlemi sonucunda elde edilen pasanın boyut dağılımını gösteren Çizelge 1'den yararlanılırsa, pasa irilik katsayısının 424 olarak bulunduğu görülür. Şekil 5'te de elek analizi yapılmış bir pasanın elekler üzerindeki dağılımı görülmektedir.

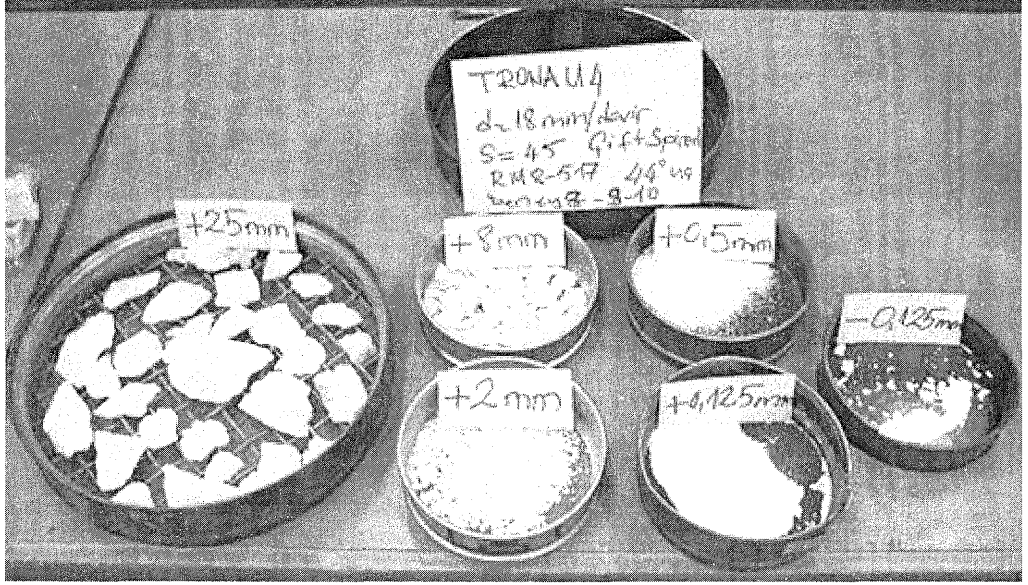
Çizelge 1. Örnek bir PİK hesap cetveli [5]

BDA	A	AY	KAY
+25	150	20	20
-25 +8	180	24	44
-8 +2	240	32	76
-2 +0,5	90	12	88
-0,5 +0,125	60	8	96
-0,125	30	4	100
Toplam	750	100	PİK=424
BDA: Boyut Dağılım Aralığı (mm), A:Ağırlık (g), AY:Ağırlık Yüzdesi (%), KAY: Kümülatif Eleküstü Ağırlık Yüzdesi (%)			

Buradan da anlaşılacağı üzere eğer fazladan 1 elek eklenmiş olsa veya eleklerden biri çıkarılsa ya da elek açıklıklarından biri değiştirilse aynı pasa için pasa irilik katsayısı değerleri değişir. Bu yüzden her test standart bir elek grubuyla yapılmalıdır.

Tablo 1'den anlaşılacağı gibi bu elek setinde 5 ayrı elek kullanılmış ve 6 ayrı ürün elde edilmiştir. Pratik olarak mümkün olmasa da teorik olarak düşünüldüğünde; eğer bir kazı işlemi sonucunda

kazılan malzemenin tamamı +25 mm üzerinde olsaydı, her bir elek grubu için kümülatif ağırlık yüzdesi % 100 olacağından bu set için PİK değeri 600'den fazla olamazdı. Aynı mantıkla hareket edilecek olursa; eğer kazılan malzemenin tamamı -0,125 mm altında kalmış olsaydı, bu kez PİK değeri 100'den düşük olamazdı. Bu durumda 5 elek kullanılan ve 6 ürün elde edilen bir elek setinde PİK sayısı en az 100 en fazla da 600 olmak zorundadır.



Şekil 5. Bir eleme işlemi sonucunda elde edilen pasanın parça-boyut dağılımı

Buradan su sonuç çıkarılabilir; kazılan malzemenin parça boyutu ne kadar büyükse malzeme o kadar iri olacağından PİK'te 600 sayısına doğru yaklaşacaktır. Kazılan malzemenin parça boyutu ne kadar küçükse malzeme o kadar ince olacağından PİK'te bu kez 100'e doğru alçalacaktır. Kazılabilirlik açısından düşünüldüğünde ise şu sonuca varılabilir: bir kazı testinden sonra elde edilen pasanın parça boyutu ne kadar iri ise parçaları koparmak için harcanan enerji (spesifik enerji) ufalama için değil de parçalama işlemi için sarfedilmiş dolayısı ile verimli bir kazı işlemi gerçekleştirilmiş demektir.

Kromit gibi bazı metal madenlerinde yüksek tenör içerikli parça cevherler daha yüksek fiyatla alıcı bulabilmektedir. Bu sebeple bu tür madenlerin kullanılan üretim yöntemi sonucu oluşan parça boyut dağılımının bilinmesi başarılı bir pazarlama stratejisi geliştirmek açısından da önemlidir.

3 YAPILAN DENEYLERDEN ELDE EDİLEN SONUÇLAR

%48-52 CR_2O_3 içeren yüksek tenörlü kromit (YTK), %42-46 CR_2O_3 içeren orta derece tenörlü kromit cevheri (OTK), %20-25 CR_2O_3 içeren düşük tenörlü kromit (DTK), bunların yankayacı harsburjit (H) ve serpantin (KS), ve trona cevher kayası (TU4) numuneleri laboratuvarında tam boyutlu kesme deneylerine tabi tutulmuş ve bu deneylerden elde edilen pasaların elek analizi ile PİK değerleri belirlenmiştir.

Deneyler sırasında kesme derinliği (d) 5, 9 ve 10 mm olacak şekilde seçilmiş ve kesmeler arası mesafe (s) de bu derinlik değerlerinin 1, 2, 3, 5 ve 8 (yardımsız) katı olacak şekilde ayarlanmıştır. Her bir kesme koşulu için (örneğin d=5 mm s=5mm iken) en az 3 deney yapılmış bunların ortalamaları alınmış ve bu deneylerde ölçülen ortalama kesme kuvvetleri (FC) ve toplanan pasalardan elde edilen ortalama

pasa hacmi değerleri kullanılarak eşitlik (1) den SE değerleri belirlenmiştir. Aynı şekilde her bir koşul için elek analizleri yapılarak PİK değerleri de saptanmıştır. Tüm elde edilen veriler Çizelge 2’de özetlenmiştir.

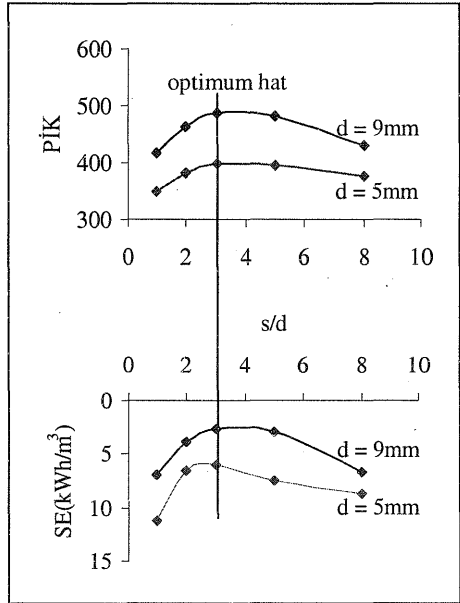
Çizelge 2. Laboratuvar deney sonuçları

NA	d	s	SE	PİK	NA	d	s	SE	PİK
Yüksek Tenörlü Kromit	10	10	8.9	337	Düşük Tenörlü Kromit	9	9	15.6	367
		20	4.3	382			18	6.6	423
		30	3.9	395			27	5.0	465
		50	3.9	439			45	6.3	463
		Y	5.8	361			Y	11.0	427
	5	5	12.3	261		5	5	22.2	312
		10	11.0	300			10	12.2	379
		15	9.3	320			15	10.4	414
		25	9.9	326			25	12.0	394
		Y	11.1	285			Y	11.7	398
Orta Tenörlü Kromit	10	10	12.5	343	Kavak Serpantin	9	9	11.2	393
		20	6.4	431			18	6.5	429
		30	9.3	404			27	6.2	434
		50	13.5	385			45	6.5	438
		Y	12.0	373			Y	8.1	427
	5	5	20.1	287		5	5	20.2	341
		10	12.8	327			10	12.4	373
		15	15.7	344			15	7.0	406
		25	13.8	344			25	8.1	403
		Y	14.8	314			Y	9.5	380
Harsburjitt	9	9	16.9	419	Trona U4	9	9	7.0	415
		18	11.0	450			18	3.8	463
		27	10.1	463			27	2.7	487
		45	8.4	468			45	3.0	480
		Y	9.4	463			Y	6.7	430
	5	5	28.7	356		5	5	11.2	349
		10	14.6	409			10	6.6	381
		15	13.6	409			15	6.0	397
		25	12.9	423			25	7.4	395
		Y	18.6	414			Y	8.7	377

NA: numune adı, d: kesme derinliği (mm), s: keskiler arası mesafe (mm), SE: spesifik enerji (kWh/m³), PİK: pasa irilik katsayısı, Y: yardımsız.
Not: Koyu yazılanlar en verimli kesmenin yapıldığı değerler; en yüksek PİK, en düşük SE = SE_{opt}

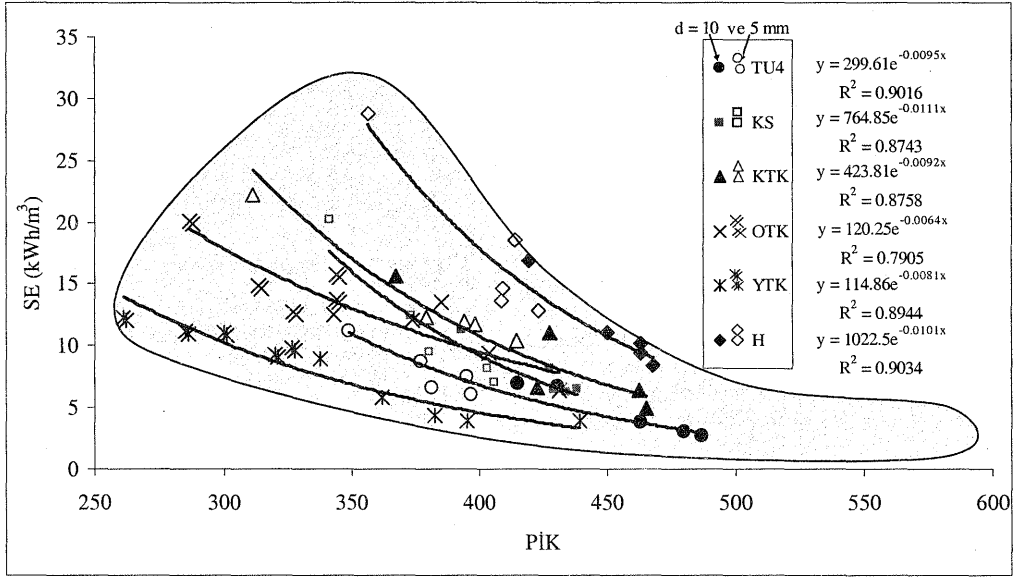
olarak saptanmıştır. Bu kayaç 9 mm derinlik uygulayan keskilerle donatılmış bir kesici kafa ile kazılmak isteniyorsa keskiler arası mesafe 27 mm olduğunda en az enerji harcanarak en verimli kazı yapılır ve bu durumda elde edilen pasanın parça boyutu da en yüksek olacaktır.

Bunun yanında değişik derinliklerde farklı sonuçlar elde edildiği de görülmektedir. Örneğin düşük tenörlü kromit için d = 5 mm ve s = 15 mm’de optimum SE = 10.4 kWh/m³ ve PİK = 414’tür.). d = 9 ve 5 mm karşılaştırıldığında daha derin olan d = 9 mm de elde edilen optimum SE değerinin çok daha düşük (5 kWh/m³) ve pasa irilik katsayısı değerlerinin de çok daha büyük olduğu görülür. Bu olgu grafiksel olarak gösterilmek istenirse örneğin Trona cevheri için elde edilen SE, PİK ve s/d değerlerinin üçlü grafiği Şekil 6’daki gibidir. Buradan da görüldüğü gibi s/d = 3’ken (d = 9 mm için s = 27 mm; d = 5 mm için s = 15 mm) en düşük SE değerleri elde edilmiş, dolayısıyla en verimli kazı kazı yapılmış ve bu durumda da en yüksek pasa irilik katsayısı değerleri elde edilmiştir.



Şekil 6. Trona için SE, PİK ve s/d değişimi

Çizelge 2’den anlaşılabacağı üzere koyu harfle gösterilen değerler spesifik enerjinin en düşük olduğu ve bu durumda elde edilen pasaların pasa irilik katsayılarının en yüksek çıktığı değerlerdir. Örneğin düşük tenörlü kromitte d = 9 mm ve s = 27 mm olduğu durumda yapılan kesme deneylerinden SE = 5 kWh/m³ olarak bulunmuş ve elek analizi ile pasa irilik katsayısı değeri de 465



Şekil 7 Kesme derinliği d = 5 ve d = 10 mm'de PİK ile SE arasındaki ilişki

Mekanik kazıcılarda kullanılan keskilerin dayanım ve yorulma sınırları yüzünden kesme derinliği belirli bir değerden yüksek seçilemez. Örneğin bu çalışma için test edilen kayalar d = 15 veya 20 mm derinliklerde kesilmiş olsaydı daha iri boyutlu ve daha ağır pasa elde edilecekti. Ancak bu derinlik değerlerinde keski çok daha yüksek kuvvetlere maruz kalacak ve bu kuvvetler keskinin dayanım sınırlarına yakın ya da bu sınırları aşılırsa keski kolaylıkla aşınacak, kırılacak ve işlevsiz hale gelecekti.

Keski maliyetleri bazen bir projenin %25'ini bulabildiğinden hem keski sarfiyatını azaltacak hem de en fazla üretimin yapılabileceği kesme geometrisinin belirlenmesi verimli bir kazı işlemi için önemlidir. Tablo 2'den görüldüğü gibi tam boyutlu kazı testleri ile bu sınır değerler de tespit edilebilmektedir (d = 10 mm de daha verimli kesme işlemi gerçekleştirilmekte ve daha iri pasa elde edilmektedir). Tablo 2'de verilen SE değerleri ile PİK değerleri arasında Şekil 7'deki gibi bir ilişki vardır. Şekilden görüldüğü gibi SE değerleri düştükçe tüm PİK değerleri 600'e doğru yakınsamaktadır. Tablo 2 ve Şekil 7 birarada analiz edilirse; kesme derinliği arttıkça ve en uygun keski arası mesafe değerlerinde SE değerlerinin en düşük çıktığı ve bu sırada da PİK değerlerinin en yüksek çıktığı görülmüştür. Bu çalışmada d = 5, 9 ve 10 mm'de kesme deneyleri yapılmıştır. Eğer 15mm

kesme derinliğinde deneyler de yapılmış olsaydı Şekil 7 deki üssel ilişki eğrileri PİK=600 değerine daha da yaklaşacaktı. Ancak unutulmamalıdır ki kesme derinliği, keski dayanım kapasitesini aşacak şekilde ayarlanırsa daha fazla kayaç sökülmesine rağmen keski sarfiyatı artar. Bu da maliyetleri artıracaktır.

4 SONUÇLAR

3 ayrı kromit, harsburjit, serpantin ve trona kayaları üzerinde kullanılabilecek bir mekanik kazıcının performansını belirlemek için kesme derinliği d = 5, 9 ve 10 mm'de ve keski arası mesafe de bu derinliklerin 1, 2, 3, 5 ve 8 (yardımsız) katı olarak belirlendiği koşullarda tam boyutlu kesme deneyleri yapılmıştır. Ayrıca elek analizleri yapılarak her bir kazı koşulu için PİK değerleri belirlenmiştir.

Elde edilen veriler üzerinde yapılan analizde en iyi (optimum) kazı koşulları Tablo 2'de koyu harflerle belirtilmiştir. Buna göre aynı kayaç üzerinde yapılan deneylerde kesme derinliği arttıkça ve çekme gerilmeleri sonucu oluşan çatlakların bir birine erişebildiği en uygun keski arası mesafede yani optimum koşullarda, spesifik enerji değerlerinin en düşük çıktığı ve buna karşılık pasa irilik katsayısı değerlerinin de en yüksek çıktığı anlaşılmıştır. Tasarımlandırılacak bir mekanik kazıcının kesici kafasındaki keski dizilimleri burada belirlenen

keskiler arası mesafede olursa ve uygulanan baskı kuvveti burada belirlenen kesme derinliğini sağlayacak şekilde uygulanırsa en az enerji harcanarak kazı yapılacağı ve en iri parça boyutlu pasa elde edileceği yani en verimli kazı yapılacağı yayın olarak gözükmektedir.

Yüksek tenörlü ve 2mm üzerindeki parça kromit cevheri metalurjik işlemin verimini artırdığından çok daha yüksek fiyatlarla alıcı bulabilmektedir. Bu yüzden kromit için düşük enerji harcayarak 2 mm'den daha büyük parça boyutlu cevher kazısı yapmak hem cevher hazırlama işlemlerinde birincil kırma maliyetlerini indirgeyeceğinden hem de eş boyutlu parça elde edilerek daha yüksek fiyatla satılabileceğinden oldukça faydalıdır. Eş boyutlu parça ocak içinden dışarıya nakledilirken kabarma faktörünü de düşürdüğünden nakliyat kapasitesi de artacaktır.

Bu çalışmada ele alınan 6 kayaç için optimum koşullarda elde edilen d=9 ve 10mm için SE, PİK basınç ve çekme dayanımı değerleri, Çizelge 3'te görülmektedir.

Çizelge 3. Optimum koşullarda elde edilen sonuçlar

Kayaç	d	s	UCS	BTS	PİK	SE _{opt}
YTK	10	30	32	3,7	395	3,9
OTK	10	20	47	4,5	431	6,4
KS	9	27	38	5,7	434	6,2
DTK	9	27	46	3,7	465	5,0
H	9	45	58	5,5	468	8,4
TU4	9	27	30	2,2	487	2,7

d: kesme derinliği (mm), s: keskiler arası mesafe (mm), UCS: tek eksenli basınç dayanımı (MPa), BTS: dolaylı çekme dayanımı (MPa), PİK: pasa irilik katsayısı, SE_{opt}: optimum spesifik enerji (kWh/m³)

Bu 6 kayaç için bulunan ve küçükten büyüğe doğru sıralanan optimum koşullardaki PİK değerleri ile optimum SE, tek eksenli basınç dayanımı ve endirekt çekme dayanımı değerleri arasında herhangi bir istatistiksel ilişki bulunamamıştır. Buradan pasa irilik katsayısı ile bu parametreler arasında doğrudan bir ilişki olmadığını, diğer kayaç (petrografik özellikler, süreksizlikler vb...) ve makine özelliklerinin (keski tasarım parametreleri; yatım açısı, uç kompozisyonu vb...) de parçalama işlemi sırasında etkili olduğu yargısına varılabilir. Tam ilişkiyi belirleyebilmek için, diğer kayaç ve makine özellikleri de araştırılarak çok değişkenli istatistiksel analiz yapılması gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- Neil, D., M., Rostami J., Ozdemir, L., Gertsch, R., 1994, Production Estimating Techniques For Underground Mining Using Roadheaders, *SME/AIME Annual Meeting*, Albuquerque, New Mexico, Preprint No: 94-233, 1-7.
- Özdemir, L., 1994, Mekanik Kayaç Kazısı Prensipleri, *Tünel ve Galerî Açma Meslek İçi Eğitim Semineri*, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Editör: Prof. Dr. Şinasi ESKİKAYA, Ekim.
- Pakes., G., 1991. Selection of Methods, *World Tunnelling*, 4 no:9, November.
- Rostami J, Ozdemir L, Neil D., 1994, Performance prediction: a key issue in mechanical hard rock mining, *Min. Eng.*, Nov., 1264-7.
- Roxborough F.F. and Rispin A., 1972, Report to the transport and road research laboratory of the department of the environment on the Mechanical Characteristics of the Lower Chalk, *Department of Mining Engineering University of Newcastle upon Tyne*, May.

TKİ ELİ Eynez Bölgesi Karanlıkdere drenaj tüneli kalıcı tahkimat tasarımı

Permanent support design of TKİ ELİ Karanlıkdere drainage tunnel at Eynez region

L. Tutluoğlu, A. Koçal & C. Karpuz

Orta Doğu Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET: Bu bildiride ELİ Karanlıkdere Nakliye Tüneli'nin kalıcı tahkimat tasarım çalışmalarının sonuçları verilmiştir. ELİ Yönetimi, Eynez bölgesi açık ocakları dökü harmanları civarında biriken yüzey sularını drene etmek amacıyla 10 metrekaare atnalı kesitli ve 1050 metre uzunluğunda Karanlıkdere mevkiinde bir drenaj tüneli açmıştır. Tünel grovak (400 metre) ve marn (650 metre) kaya birimlerini kesmektedir. Daha sonra, ocak yönetimi, bu drenaj tüneline uzun dönemli insan ve malzeme naklini de sağlayacak ve mevcut topoğrafyanın üzerine ek döküm yapmak koşuluyla da kullanılması amacıyla kalıcı tahkimat tasarımını istemiştir.

Analizlerde Phase 2 sonlu elemanlar sayısal modelleme yöntemi kullanılmıştır. Mevcut maksimum örtü kalınlığı 70 metre, beklenen en yüksek dökü kalınlığı ise 105 metre olmak üzere ve kademeli yükleme durumlarını da dikkate alan yükleme durumları için kalıcı tahkimat tasarımları verilmiştir. Marn için 30 cm kalınlığındaki püskürtme beton yeterli olurken, grovak da çelik detekli 30 cm püskürtme betona ek olarak tahkimatın arkasına 30 cm kalınlığa ulaşan beton enjeksiyonu da önerilmiştir.

ABSTRACT: This paper presents the results of a new permanent support system design for the re-use of an existing mine drainage tunnel. The existing drainage tunnel which is 1050 meters long was driven to drain the surface mine waters. The tunnel intersects graywacke (450 meters long) and marl (600 meters long) rock units. Later on, the tunnel is planned to be used as a transportation tunnel for many years and also the above topography is planned to be used as the mine waste area in future by the mine management. PHASE 2 finite element package was employed to simulate different loading conditions including different surcharge loads applied on the surface over the tunnel. For marl rock mass unit, 30 cm thick shotcrete was found to be sufficient to cover the existing support units. However, for the unit called graywacke, 30 cm thick concrete lining was to be strengthened by steel reinforcement, and in addition a cement injection of about 30 cm thick behind the lining were proposed to be applied as a part of the permanent support system.

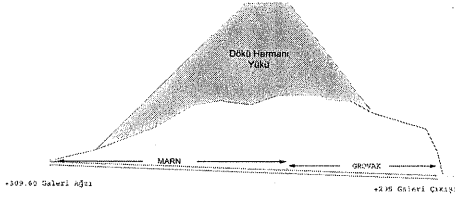
1 GİRİŞ

TKİ Genel Müdürlüğünün ELİ Müessese müdürlüğü Eynez sektörü Karanlıkdere mevkiindeki açılmış ve halen demirbağ tahkimat ve tahta kamalarla desteklenen B10 kesitli ve yaklaşık 1025 metre uzunluğundaki drenaj galerisinin uzun yıllar ve gerektiğinde nakliyat galerisi olarak da kullanılmasının planlandığından galerinin kalıcı tahkimat tasarımı projesine ihtiyaç duyulmuştur.

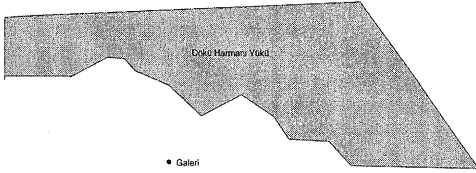
Galeri, B10 faydalı kesit alanı olacak şekilde Delme-Patlatma sistemiyle açılmış ve Demir bağlarla tahkim edilmiştir. Bağlarla kaya arasında yük etkileşimini sağlamak amacıyla tahta kamalar

kullanılmıştır. Galerinin ilk 600 metrelik kısmı Marn içerisinde, diğer 450 metrelik kısmı ise grovak tabir edilen zayıf kaya kütleli içerisinde sürülmüştür.

Galerinin en derin kısmında örtü kalınlığı 75 metre civarındadır. İlerleyen yıllarda açık ocak dökü harmanlarının genişleyebileceği ve galerinin üzerine yüklenebileceği (yaklaşık yine 75 metre) ve hatta mevcut galeriyi enine kesen doğrultuda dökü harmanının üzerinden başka bir dökü harmanına ve/veya tesise nakliye yolu yapılabileceği de düşünülmektedir (Şekil 1 ve 2). Dolayısıyla analizlerde, dökü harmanının galeri üzerine gelebileceği varsayımı da gözönüne alınmıştır.



Şekil 1. Galerinin Boyuna Kesiti



Şekil 2. Galerinin Enine Kesiti

2 KAYA BİRİMLERİ VE ÖZELLİKLERİ

Kaya birimlerinin özellikleri ile ilgili olarak Müessesenin kendi verileri ve 9 Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesinin Eynez-Karanlıkdere Menfez projesi kapsamında yaptığı çalışmada tesbit ettikleri değerlerden yararlanılmıştır (Gürsoy, 1989). Her iki kaynaktan da Marn birimi, gri sarımsı renkte çeşitli kalınlıklarda tabakalanma veren (laminallardan çok tabakalanmaya kadar) orta-yüksek dayanımlı (Tek eksenli basınç dayanımı 60-80 Mpa) genelde sağlam olarak tanımlanmıştır. Arazi çalışması sırasında da bu durumun doğruluğu tesbit edilmiş, marn içerisindeki galeride kamaların ezilmedikleri demir bağlara hemen hiç yük binmediği, gözlenmiştir. Ayrıca, tabakalanma dışında yer yer düzensiz, süreksiz ve kapalı süreksizlikler de izlenmiştir. Diğer taraftan, Grovak olarak isimlendirilen birimin ise, grovak olmadığı, çamurtaşı, şeyl-çamurtaşı, kumtaşından oluşan karmaşık bir seri olduğu ve kütle olarak dört grup altında incelenebileceği belirtilmektedir. Bu grupta tek eksenli basınç dayanımları 10-109 kg/cm² ye kadar değişirken, 9 Eylül proje ekibince, RMR değerlerinin 40-68, Q değerlerinin 0.44-5.28, GSI değerlerinin ise 42-62 arasında değişerek "olağanüstü zayıf- iyi" tanımlamaları içerisinde yer almıştır. Araziye mevcut süreksizlik sisteminin de olumsuzluk yaratmayacağı tesbit edilmiştir. tabakalanmanın doğrultusunun genelde tünel doğrultusuna dik ve yatayın da tünel ilerleme

yönüne doğru 10-20 derece arasında değiştiği belirlenmiştir.

Arazi gözlemleri sırasında da bu birim, oldukça heterojen bulunmuş, 60-70cm ebatlarındaki masif kaya bloklarıyla birlikte birkaç cm kalınlığında tabakalanmalar ve makaslama yüzeylerini 3-5 metre karelik alanda aynı anda gözlemek mümkün olabilmektedir. Bu bölümde kamalarda önemli deformasyonlar gözlenmiş, kamalar ezilmiş, yer yer kırılmış bazı yerlerde de kamaların ezilmesi sonucu demir bağın iki kama arasındaki kısmı doğrudan kaya ile temas etmiştir. Grovak içerisinde, yer yer de galeri tavanında 1-1.5 metreye varan boşalmalar gözlenmiştir. Bu kısımda tabanda yer yer su akıntıları ve su birikintileri mevcut. Tavandan ve yan duvarlardan su geliri tesbit edilememiştir. Ancak Müessese yetkilileri, yağışlı mevsimde tavandan da su geliri olduğunu belirtmişlerdir. Suyun yüzey suyu olduğu anlaşılmaktadır. Tabanda kabarma belirtilerine rastlanamamıştır.

3 ANALİZLERDEKİ GİRDİ PARAMETRELERİNİN BELİRLENMESİ

Analizlerde kaya kütlelerini temsil eden girdi parametreleri için emniyetli tarafta kalmak amacıyla en düşük değerler kullanılmıştır. Bu varsayımın temel dayanakları şunlardır:

- Galerinin çok uzun yıllar kullanılabilecek olması,
- Sürülme aşamasında kalıcı tahkimat düşünülmendiğinden kayanın olması gerekenden fazla miktarda deformasyona uğramış olması,
- Patlatmadan kaynaklanabilecek zararların olabileceği olması,
- Bölgenin deprem riski taşıyor olması,
- Mevsimsel değişikliğe bağlı yüzey su gelirlerinin kaya kütlelerinin dayanımını azaltabileceği,
- Yol olarak kullanılması durumunda dinamik etkilerin gelebileceği olması

Bu varsayımlarla birimler için tesbit edilen girdi parametreleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Bu girdi parametrelerle analizler yapıldığında, bulunan deplasmanlar ve galeri etrafındaki plastik zon oluşumlarında, galeride gözlenen miktarlarla uyumlu değerler elde edilmiştir. Bu şekilde öncelikle bilgisayar modelleri yerinde gözlemlere uygun olarak kalibre edilmiştir. Daha sonra da mevcut galerinin üzerine gelebilecek dökü miktarları da 45 er metrelik katmanlar halinde topoğrafya üzerine yüklenmiştir (Karpuz ve diğerleri, 2004).

Çizelge 1. Birimler için tesbit edilen girdi parametreleri

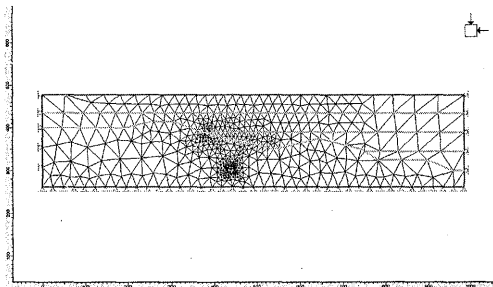
Malzeme Özellik	Grovak Kaya Kütlesi	Marn Kaya Kütlesi	Dökü Harmanı Yükü	Beton Kaplama	Püskürtme Beton
Birim Ağırlık (kN/m ³)	22	22	20		
Elastik Modül (MPa)	2000	3000	600	30000	20000
Poisson Oranı	0,3	0,25	0,3	0,25	0,25
Çekme Dayanımı (MPa)	0,2	1	0,05	1,9	1,5
Kohezyon (MPa)	0,75	3	0,4		
Sürtünme Açısı	20	20	20		
Dilatasyon Açısı	10	10	10		
Basma Dayanımı (MPa)	2,1	8,6	1,1	30	20

Modellemelerde her iki kaya birimi için de aşağıdaki analizler yapılmıştır. Ancak daha kritik (zayıf) olması bakımından grovak birimi sonuçları verilmiştir:

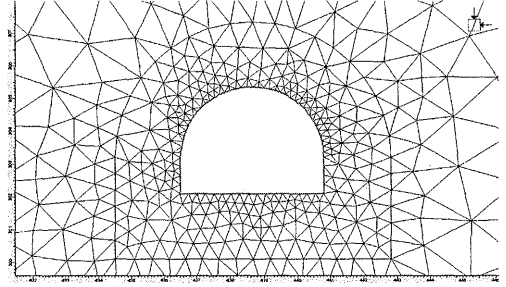
- i- Mevcut topoğrafyanın etkisi altında yapılan analizler (oluşan deplasmanlar, plastik zonun kalınlığı, kalıcı tahkimatın türü ve hesaplanan emniyet katsayıları)
- ii-Tasarlanan maksimum dökü kalınlığı 75 metre, örtü kalınlığı da yine 75 metre alınarak tam yük kullanılarak yapılan analizler,

4 SAYISAL MODELLEMELER

Sayısal modellemelerde Phase 2 Version 5.039 sonlu elemanlar Paket Programı kullanılmıştır. Modellerde ilk önce mevcut topoğrafyayı da gösteren sonlu elemanlar ağı oluşturulmuştur (Şekil 3 ve 4).



Şekil 3. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar Ağı (tam yükleme durumunda)



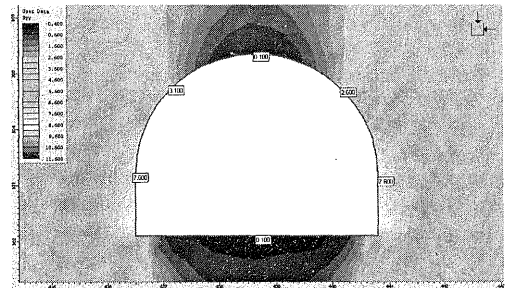
Şekil 4. Analizlerde kullanılan sonlu elemanlar Ağı (galeri açık iken)

4.1 Arazide Gerilmelerin Oluşturulması

Galeri açılmadan önce, galeri seviyesinde yerçekiminin oturturulması ile sonlu elemanlar modellerindeki doğal arazi gerilmeleri oluşturulmuştur. Bu hesaplamalara göre düşey gerilme 1.5 Mpa, yatay gerilmeler ise 0.6 Mpa civarında bulunmuştur.

4.2 Galerinin Etrafındaki Gerilme Yoğunlaşması ve Güvenlik Katsayıları

Galeri açılmadan 1.5 Mpa civarında olan düşey gerilmeler, galeri açıldıktan sonra yan duvarlarda yoğunlaşarak 3.4 Mpa civarına çıkmıştır. Böylece grovak olarak tanımlanan kaya kütesinin dayanımını aşmıştır. Bu gerilmeler grovak kaya kütesinde yenilmelere neden olacak ve galeri etrafında yerinde gözlemlere de uygun olarak plastik bölgeler oluşturacaktır. Şekil 5'de görüldüğü gibi, dökü harmanının tam yükü uygulandığında gerilmeler 7.6 Mpa civarına yükselerek marn kaya kütesinin dayanımına bile yaklaşmaktadır.

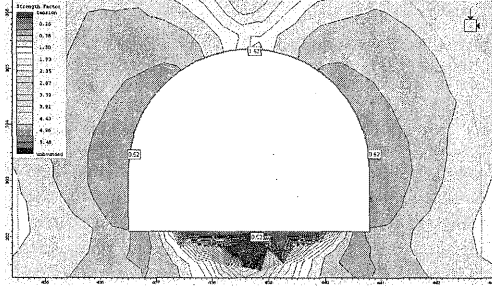


Şekil 5. Galerinin Etrafında Yüklü İken Düşey Gerilme Dağılımı (σ_{yy})

4.3 Güvenlik Katsayıları

Burada analizler önce kayanın elastik davranacağı varsayımıyla yapılmış, daha sonra güvenlik

katsayılarının birin altına düşeceği anlaşılarak elastik-plastik analizlere geçilmiştir. Grovak kaya kütlesi, galeri civarında hali hazırda yenilmiş, kırılmış durumda olduğundan güvenlik katsayıları 0.78 civarındadır. Tam yüklemede güvenlik katsayıları iyice düşerek 0.5 civarına gelmektedir (Şekil 6). Grovak kaya kütlesi için tam yüklü durumda kuvvetli bir tahkimat gerekeceği anlaşılmaktadır.



Şekil 6. Galerinin Açıldığında Yüklü Güvenlik Katsayıları (Grovak – Tahkimatsız)

5 SAYISAL MODELLEME SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

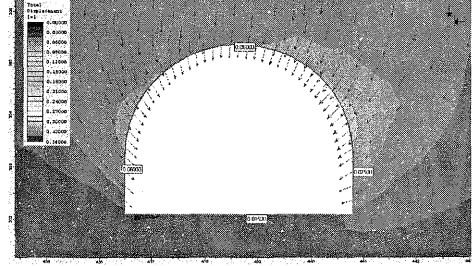
Sonuçlar değerlendirilirken öncelikle galerinin her iki kaya biriminde de desteksiz durabilme şartı incelenmiştir. Daha sonra dökü harmanı yükü kademeler halinde bindirilerek analizler tekrar edilip sonuçlar karşılaştırılmıştır.. Bu analizlerde, tavan ve yan duvarlarda oluşan deplasmanlar, galeri etrafındaki plastik gevşeme ve kırılma bölgesi ve değişik tahkimat alternatiflerinde güvenlik katsayıları incelenmiştir.

5.1 Galerinin Etrafındaki Deplasmanların Dağılımı

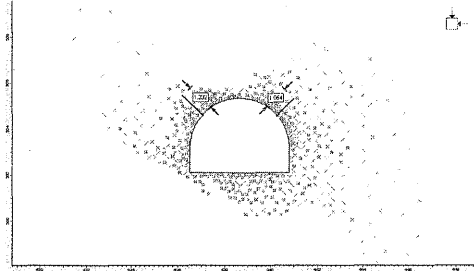
Grovak olarak tanımlanan kaya kütlesinde yük uygulamadan önceki deplasmanlar 3.75-4.00 mm civarında iken, yük uygulandıkça artmakta ve tam yük uygulandıktan sonra (Şekil 7), deplasmanlar tavan ve yan duvarlarda 6-7 cm, tabanda 1.5 cm civarına yükselmektedir. Tam yüklemede tavan ve taban arasında yaklaşık 5 cm lik deplasman farkı vardır. Bu farklılık burada tahkimata çok daha fazla yükün bineceğinin göstergesidir.

5.2 Galerinin Etrafındaki Plastik Yenilme Bölgeleri

Grovakta mevcut durum yerinde yapılan gözlemlere göre oluşturulan plastik gevşeme bölgesi ile, elastik-plastik analizlerle modellenmiştir. Plastik gevşeme bölgesinin yoğun gevşeme ve kopma yapabileceği tahmini mesafeler, Şekil 8'de tüm dökü harmanı yükünün uygulandığı durum için işaretlenmişlerdir.



Şekil 7. Grovak İçin Tahkimatsız Tam Yüklü Deplasman Dağılımları



Şekil 8. Grovak İçin Tahkimatsız, Yüklü Plastik Yenilme Bölgeleri

Tüm yük uygulandığında grovakta galeri etrafında ciddi boyutlarda bir gevşeme ve yenilme olduğu görülmektedir (1-1,25m). Bu nedenle tahkimat tasarımı sırasında değişik alternatifler denenmiştir.

Önce sadece 30 cm beton kaplama uygulaması durumu, daha sonra ise 30 cm beton kaplama + kaplama arkası 30 cm beton enjeksiyonu alternatifi güvenlik katsayıları bulunarak incelenmiştir.

6 MODELLERDE TAHKİMAT UYGULAMASI SONUÇLARI

Sayısal modellerde değişik kaplama tipleri (püskürtme beton, beton kaplama) ayrı ayrı denenmiş, bunların kalınlıkları değiştirilerek modeller üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Modellerde duraylılık analizleri, yine deplasman ve plastik bölgelerin yayılımları incelenerek sürdürülmüş, son olarak kaplama kesitlerine gelen moment ve eksenel kuvvetler kullanılarak gerekli güvenlik katsayılarına ulaşılmıştır.

6.1 Kaplama Güvenlik Katsayısı Analiz Metodu

Emniyet katsayılarının bulunmasında değişik yaklaşımlar kullanılabilir. Bir yaklaşım ekstrem lif gerilmelerinin bulunması ve bunların basma veya çekme dayanımlarıyla karşılaştırılmasıdır. Bu en tutucu yaklaşım olup donatı vs. gözönüne almadıkça

sadece deplasmanın dış çerperlerinde çatlama türü yenilmeleri işaret eder.

Diğer bir yaklaşımda, lifteki gerilmelerin her iki ucunda tamamen basma veya tamamen çekme olması durumunda, kesit boyunca ortalama basma veya çekme gerilmesi bulunur ve dayanımlarla karşılaştırılarak güvenlik katsayısı bulunur. Bir lifteki gerilmenin birisinin basma, diğerinin çekme olması halinde ise taşınabilir maksimum moment analizi yapılmalıdır. Bu analizde çekme tarafının çatlayarak hiç yük taşıyamadığı, tüm yükün basma tarafında basma dayanımına karşı olacağı varsayılarak taşınabilir maksimum moment (M_{maks}) bulunur ve PHASE 2 çıktısı momentlerle karşılaştırılarak güvenlik katsayısı elde edilir. Genelde tavsiye edilen emniyet katsayısı analizleri ortalama gerilme ve taşınabilir maksimum momente göre olandır ve bu çalışmada da analizler bu yaklaşıma göre yapılmıştır.

6.2 Grovak Kaya Kütleinde Tahkimat Analizleri

Grovak'da güvenlik katsayıları tam yüklenme durumunda 0.5'e kadar düşeceğinden kuvvetli bir tahkimat sistemi önerisi ortaya çıkmıştır. Bu ise, 30 cm donatılı beton kaplamanın arkasına 30 cm kontakt enjeksiyonu uygulamasıdır. Kaya kütlesi ile ana tahkimatın temasını sağlayacak enjeksiyon beton tahkimatın dayanım parametreleri güvenlik katsayısı analizlerinde normal şartlarda ana kaplama için kullanılan değerlerin yarısı olarak modellere girilmiştir. Yarıya indirilmesinin nedeni, mevcut bozulmuş tahta, demir, kama vs. nin kaplama arkasında enjeksiyonun kalitesini düşüreceğinin tahmin edilmesindendir. En kötü senaryo olarak enjeksiyonun hiç işlev görmeyeceği sadece 30 cm kaplama betonun tahkimat görevi yapacağı modellenmeler ve analizlerde bu kısımda yer almıştır.

En kötü tahkimat durumu olarak varsayılan 30 cm'lik kaplama beton analizlerinde 90 m yük uygulandığında deplasman değerleri 7 mm civarında iken, tam yüklemde 4-5 cm civarlarına yükselmektedir. Burada tavan, taban, ve yan duvarlar arasında 1 ila 4 cm'lere varan deplasman farklılıkları vardır, bu da bu kaplamanın momentsel olarak çok yükleneceğini işaret eder. 30 cm kaplama + enjeksiyon betonu seçeneğinde ise yan duvar ve tavan deplasmanları 4.5 cm civarındadır ve hemen hemen aynıdır. Tabanda ise daha küçük deplasmanlar elde edilmektedir ki, bunun anlamı tabanda, önerilenden daha kuvvetli bir tahkimata gerek yoktur. Tavan ve yan duvarlarda ki deplasmanların aynı olması, bu kaplama sisteminde momentsel olarak yükün azalacağını işaret etmektedir.

Grovak kaya biriminde yapılan analiz sonuçlarında güvenlik katsayıları incelendiğinde;

- (i) 30 cm kaplama tam yüklendiği zaman, liflerdeki gerilmeler dayanımı geçmekte ve çekmede güvenlik katsayısı 0.1 lere düşmektedir. Bu nedenle donatı uygulanmasına karar verilmiştir. Bu yapıldığında normalde moment analizinde 1.2 olan minimum güvenlik katsayısı 1 cm'lik demir donatı çubuğu çapı için 1.6'ya, 2 cm'lik için 2.1'e yükselmektedir.
- (ii) Önerilen 30 cm kaplama + 30 cm enjeksiyonlu kaplama sistemi için normalde donatısız 1.3 olan emniyet katsayısı 1 cm'lik donatı ile 1.8'e, 2 cm'lik donatı ile 2.3'e yükselmektedir. Lif gerilmelerindeki emniyet katsayıları çok düşük olduğundan ve çatlamlar olabileceğinden yapılacak donatı sisteminin güvenlik katsayısını en az 2 veya üzerinde tutacak bir sistem olması önerilir.

6.3 Kontakt Enjeksiyonu

30 cm'lik ana kaplamanın arkasına yapılacak enjeksiyon, mevcut ağaç kama, demir bağ vs. birimlerden oluşan eski tahkimat sistemini tam olarak gömecek şekilde uygulanmalıdır. Uygulanan donatılı kaplama + enjeksiyon tahkimat sistemi, çevresel olarak kaplama üzerine gelebilecek yaklaşık 3.5 MPa basıncı karşılayabilecek güçtedir. Burada betonun B30 yani 30 MPa dayanıma ulaşacak standartta olmasına dikkat edilmelidir. Bu takdirde enjeksiyon basıncı rahatlıkla 0.5 MPa'nın üzerinde, tercihen 0.7 MPa civarı olmalıdır ki eski yıpranmış ve deforme olmuş tahkimat birimleri uygun bir şekilde gömülsün.

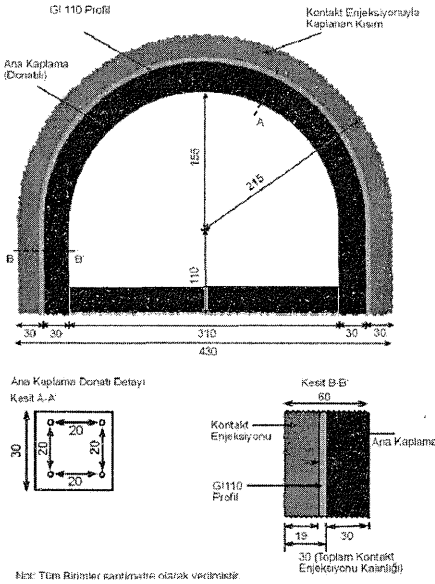
7 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Arazi gözlem ve değerlendirmelerine göre farklı davranacağı tesbit edilen iki kaya kütleleri içinde açılan ve uzun yıllar hizmet vermesi beklenen galeri için analizlerin yapılması sonucunda, daha kritik olan grovak kaya kütlesi için aşağıdaki tahkimat sistemi önerilmiştir.

Sadece 30 cm beton kaplama kullanılırsa normal yüklemde, 10.1 olan güvenlik katsayısı tam yüklemde moment analizine göre 1.2 ye düşmektedir. Ayrıca lif gerilmelerine göre katsayılar çok daha düşüktür. Bu kaplamanın kalıp arkasına kontakt enjeksiyon yapılmalıdır. Kalıp arkası kontakt enjeksiyonu uygulaması güvenlik katsayısını biraz yükselterek 1.3 lere çıkartmaktadır. Bu katsayılar da yeterli olmayacaktır. Bölgenin

deprem bölgesi olması ve galerinin uzun yıllar kullanılacak olması nedeniyle tavsiye edilen emniyet katsayısını 2'nin üzerinde tutacak bir tahkimat sistemi uygulamakta yarar vardır..

Ayrıca çekme gerilmeleri de olduğu için, Grovak'da donatı seçenekleri denenmiştir. 1 cm'lik ve 2'cm lik iki farklı donatı seçeneğinde (bu donatılar 30 cm lik nihai kaplama içinde 20cm x 20cm lik bir düzen içinde yer alacaktır), donatılı kaplama+ enjeksiyon betonu tahkimat sistemlerinin güvenlik katsayıları sırasıyla 1,8 ve 2,3 civarına çıkmaktadır. Grovak'da kullanılacak galeri kesit ve donatı ayrıntısı Şekil 9 da verilmiştir.



Şekil 9. Grovak Kaya Kütlesinde Beton Kplama ve Kontakt Enjeksiyonu Galer Kesit ve Kplama Donatı Detayı

Burada önerilen tahkimat tasarımının geçerliliği yerinde yapılacak gözlem ve ölçümlerle kontrol edilmelidir.

KAYNAKLAR

- Roesscience Inc., 1998. Phase². 2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations. User's Guide, 173pp.
- Gürsoy, E., 1989. Geological Report of the Manisa Soma Eynaz District.
- Karpuz, C., Bakır, S., Tutluoğlu, L., Koçal, A., 2004. Türkiye Kömür İşletmeleri Kurumu TKİ, ELİ Müessesesi Müdürlüğü Eynaz Mevkiindeki Galerinin Kalıcı Tahkimat Tasarımı, ODTÜ Ağüdos Proje Kod No: 04-03-05-2-00-04, 90 sayfa

Effect of squeezing on support pressure in Golab tunnel

Sharifzadeh, M.

Department of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineering, Amirkabir University of Technology.

Delbari, S.M.

Imensazan Consulting Engineers

ABSTRACT: Support pressure in squeezing ground extremely important in tunnel design. Depending on surrounding rock behavior, support type, state of stress and hydrological condition support pressure could be varying in wide range. In this paper, support pressure in Golab tunnel is evaluated. Golab tunnel is part of Kashan water conveyance project in center of Iran that will be excavated by shield machine. Tunnel mainly passes through the Limestone, Phillite, Shale and marl. Tunnel Diameter and maximum overburden are 4.3 and 500 meter³, respectively. On the basis of the available data, it is possible to deal with squeezing behavior and support system (segment) collapsed in weak rock condition. Squeezing was determined by empirical criteria such as; Singh, Jethwa and Hoek methods which show squeezing potential in tunnel length. Support pressure is affected from squeezing condition along tunnel. Support pressure is determined by empirical and numerical methods. Effective parameter in estimation of support pressure considering the annulus area between rock mass and shield was simulated by numerical method. Result shows that by Terzaghi empirical method and numerical method, in which squeezing problems are applied, support pressure is equaled to 0.475 and 0.42 MPa, respectively. Also, support pressure on basis of RMR and Q classification methods is equaled to 0.25 and 0.34 MPa, respectively.

1 INTRODUCTION

The purpose of Golab project is to conveyance of water from Zayandehroud regulative dam to Meimeh and Kashan at first Phase and after developing design, to Isfahan (Anon, 2005). Figure 1 shows the general plan of the project. The first phase of the project from the beginning includes; a regulative dam in front of the current Zayandehroud dam, a lake structure, a water channel, a sediment structure, a-9180 m- water tunnel, an underground pump station, a -1500 m- a access tunnel for the pumped water and a -200 Km- pipeline for water conveyance with capacity of 2 m³/Sec to Meimeh and Kashan. Golab tunnel has a circular section with 3.5 m final diameter, slope 0.001 with maximum overburden 500m.

2 TUNNEL GEOLOGY

The geology of project is a part of central Iran like a long metamorphic line in the extension and parallel to Zagros. This zone is the active part of the earth, in Iran geology zone and it passed the several metamorphic and an important magmatism. The

rock mass of tunnel includes; micaschiste, sandstone, siltstone, limestone with micaschiste interlayer, calcschiste, phillite, slit, shale, marl and conglomerate (Fig. 2). For geotechnical investigation 9 boreholes along of main tunnel were drilled (Ray-Ab, 2003). The result of geotechnical investigation and tests show the most of rock mass of tunnel are weak as with about 80% of length of tunnel has RMR between 30 to 40 and about 20% has RMR 40 to 60. For evaluation of tunnel stability, a critical section along of tunnel was selected. The selected section is in 08+650 km from main tunnel (entrance kilometer of tunnel; 00+250) and in Jsh geology unit has been located. In Figure 2 the situation of this section has been shown in the tunnel profile. This unit is concluded Jurassic shale rocks with sandstone interlayer. In this section the rock mass has the weakest strength parameters and tunnel overburden is about 450m. According the geotechnical investigation, in selected section RMR=32 and Q=0.2. Strength parameter at Jsh unit has been given in Table 1.

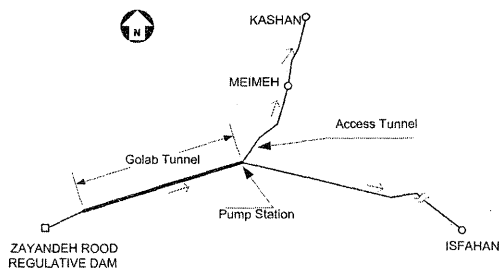


Figure 1. General plan of water conveyance project from Zayandehroud to Kashan (Golab project)

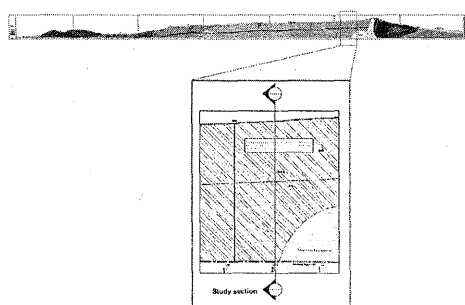


Figure 2. Tunnel and selected section geology profile (Ray-Ab, 2003)

Table 1. Mechanical-physical property of Jsh unit (Anon, 2005)

$\varphi_{(Deg.)}$	C (Mpa)	ν	E (Gpa)	UCS (Mpa)	γ (gr/cm ³)
25	0.4	.33	3.2	2.7	2.65

3 EVALUATION OF SQUEEZING POTENTIAL IN TUNNEL SURROUNDING ROCKS

According to the ISRM determination, squeezing is: time dependent shear of rock that concluded the movement of rock mass toward tunnel (Einstein, 1996). This phenomenon is along with great deformation and time convergence during tunnel excavation. It takes place when a particular combination of induced stresses and material properties pushes some zones around the tunnel beyond the limiting shear stress at which creep starts. Deformation may terminate during construction or continue over a long period of time. The magnitude of tunnel convergence, the rate of deformation and the extent of the yielding zone around the tunnel depend on the geological and geotechnical condition, the in-situ state of stress relative to rock mass properties. Squeezing is therefore synonymous with yielding and time-

dependence; it is closely related to the excavation and support techniques which are adopted. If the support installation is delayed, the rock mass move into the tunnel and stress redistribution takes place around it. On the contrary, if deformation is restrained, squeezing will lead to long-term load build-up on rock support (Barla, 2001). Squeezing condition in selected section is evaluated by the different methods.

3.1 Singh et al. (1992) approach

Based on 39 case histories, by collecting data on rock mass quality Q (Barton et al. 1974) and overburden H , Singh et al. (1992) plotted a clear cut demarcation line to differentiate squeezing cases from non-squeezing cases as shown in Figure 3 (Barla, 2001). The equation of this line is regressed as below.

$$H = 350Q^{1/3} \quad (1)$$

The data points lying above the line represent squeezing conditions, whereas those below this line represent non squeezing conditions. This can be summarized.

For squeezing conditions as follows:

$$H \gg 350Q^{1/3} \quad (2)$$

The rock mass quality (Q) in selected section is equal to 0.2 and overburden is 450m. Thus the amount of $350Q^{1/3}$ is equal to 250 that in compared with tunnel overburden (450), the rock mass has squeezing condition. In Figure 3 the Golab condition is shown that the point of tunnel lies above the line.

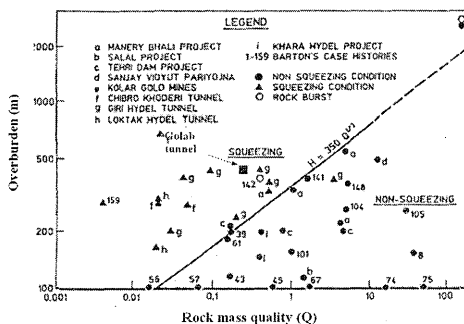


Figure 3. Singh et al. (1992) approach for predicting squeezing ground

3.2 Jethwa et al. (1984) approach

Semi-empirical approaches on basis of rock mass uniaxial compressive strength are used for prediction of squeezing condition. Jethwa et al. (1984) defined the degree of squeezing on basis of

following equation and rock mass uniaxial compressive strength (N_c).

$$N_c = \sigma_{cm} \times \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} = \frac{\sigma_{cm}}{P_0} \quad (3)$$

Where: σ_{cm} is rock mass uniaxial compressive strength; P_0 is in situ stress; γ is rock mass unit weight and H is tunnel depth below surface.

In selected section in Golab tunnel:

$$N_c = \frac{2.7(MPa)}{0.0265(MN/m^3) \times 450(m)} = 0.22$$

According to Jethwa et al. approach, Table 2 is used for estimating of squeezing condition. If N_c is less than 0.4, rock mass is in highly squeezing condition. When N_c increase, the squeezing degree decrease, as so in the amount over 2 the rock mass behavior will be in non-squeezing degree. According to Jethwa et al. approach, Golab tunnel has highly squeezing behavior.

Table 2. Classification of squeezing behavior according to Jethwa et al. (1984)

No.	$\frac{\sigma_{cm}}{P_0}$ N_c	type of behaviour	Golab tunnel level
1	<0.4	highly squeezing	
2	0.4-0.8	moderately squeezing	
3	0.8-2.0	mildly squeezing	
4	>2.0	non squeezing	

3.3 Hoek and Marinos (2000) approach

Hoek (1998) used the ratio of the rock mass uniaxial compressive strength σ_{cm} to the in situ stress p_0 as an index of potential tunnel squeezing problems. In particular, Hoek and Marinos (2000) showed that a plot of tunnel strain ϵ_t (defined as the percentage ratio of radial tunnel wall displacement to tunnel radius, i.e. the same strain as ϵ_t given by Aydan et al., 1993) against the ratio σ_{cm} / p_0 can be used effectively to assess tunneling problems under squeezing conditions (Table 3).

Hoek (2000), in his recent 2000 Terzaghi lecture on "Big tunnels in bad rock", by means of axisymmetric finite element analyses and a range of different rock masses, in situ stresses and support pressures p_i gave the following approximate relationship for the tunnel strain ϵ_t

$$\epsilon_t(\%) = 0.15(1 - P_i / P_0) \frac{\sigma_{cm}}{P_0} \quad (4)$$

where: ϵ_t = radial tunnel strain; p_i = support pressure; p_0 = in situ stress; σ_{cm} = rock mass uniaxial compressive strength.

In Golab tunnel, $\sigma_{cm}=2.7\text{Mpa}$ and $P_i=450 \times 0.0265=11.9\text{MPa}$, therefore $\sigma_{cm} / p_0 = 0.22$. In Figure 4 the strain of tunnel is drowned in support pressure range 0 to 1 MPa. The strain is between 1.18 and 2.32, and with increasing of support pressure, tunnel strain decrease from 2.32 to 1.18. Also in Figure 5 the Golab situation has been shown when support pressure is zero.

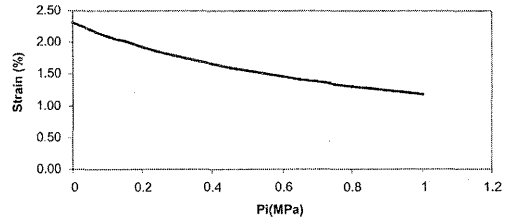


Figure 4. Golab tunnel strain against support pressure according Hoek correlation

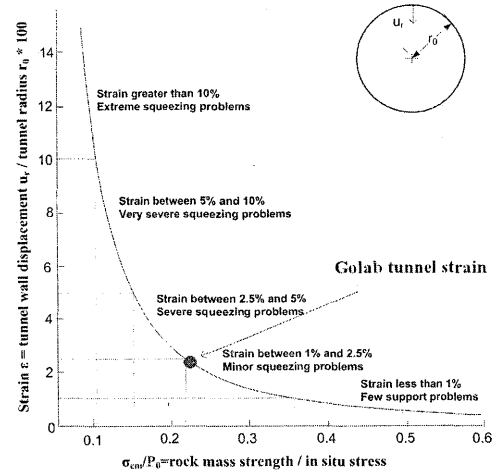


Figure 5. Classification of squeezing behaviour according to Hoek criterion

Table 3. Classification of squeezing level according to Hoek criterion

No.	Squeezing level	Tunnel Strain (%)	Golab tunnel condition
1	no-squeezing	$\epsilon_t \leq 1$	
2	light- squeezing	$1 < \epsilon_t \leq 2.5$	
3	fair- squeezing	$2.5 < \epsilon_t \leq 5$	
4	heavy- squeezing	$5.0 < \epsilon_t \leq 10$	
5	Very heavy- squeezing	$\epsilon_t \geq 10$	

3.4 Remarks on Golab tunnel squeezing

The studies show the Golab tunnel has squeezing potential and this will be the most important problems in tunnel excavation. Depending on the mentioned section has already the maximum overburden and the weakest geomechanical parameter in the length of main tunnel, will be forecast with decreasing overburden is decreased from squeezing in other section. According to consideration in the Golab tunnel, kilometers of tunnel that may be there is squeezing problem during excavation are as following:

From 00+700 km to 02+200 km, from 03+600 km to 07+325 km and from 07+757 to 08+665.

4 ESTIMATING SUPPORT PRESSURE USING EMPIRICAL APPROACHES

For segment design, it is necessary to consider the different loads (such as; support pressure, water load, seismic load and ect) on segment in constructing, transferring, installation and operation stages. Support pressure is an import load that applies on the segment and in this case, for its estimating is used from empirical and numerical methods as following.

4.1 Rock mass rating (RMR)

Geol and Jethwa have proposed a correlation for estimation the support pressure using rock mass rating RMR (Singh et.al., 1997).

$$P(\text{MPa}) = (7.5 B^{0.1} \times H^{0.5} - \text{RMR}) / 20 \text{RMR} \quad (5)$$

Where: P=in-situ stress(MPa); RMR=rock mass rating; B=tunnel width(m); H=overburden height (m).

In Jsh geology unit (selected tunnel section) RMR=32, so P=0.25 MPa.

4.2 Rock mass quality (Q)

Using Q, the correlation has been proposed for support pressure estimating (Singh et.al., 1997):

$$P_{\text{roof}} = \frac{2}{J_r} Q^{-\frac{1}{3}} \quad (6)$$

Where: P_{roof} =Support pressure on tunnel roof (kg/cm^2); Q=rock mass quality; J_r =joint roughness number.

In Jsh unit (selected section) Q=0.2 and $J_r=1$, so $P_{\text{roof}}=3.42 \text{ kg}/\text{cm}^2=0.342 \text{ MPa}$.

4.3 Terzaghi rock load approach

Terzaghi in 1946 was proposed the first classification approach for estimating rock load. One modified version of Terzaghi rock load

classification was proposed by Rose that is show in Table 4. This table is valid for tunnel in depth more than $1.5(B+H)$. According Golab condition:

$$(B+H_t) = (4.3+4.3) = 8.6 \text{ m}$$

$$\text{Rock load (moderate depth)} = (1.1 - 2.1) \times 8.6 = (9.46 - 18.06) \text{ m}$$

$$\text{Rock load (high depth)} = (2.1 - 4.5) \times 8.6 = (18.06 - 38.7) \text{ m}$$

According to Terzaghi rock load, squeezing ground is divided in two levels depending on tunnel depth (Figure 6). Depending on Golab tunnel the rock load is equal to 18m and therefore: Support pressure= $18(\text{m}) \times 0.0265 (\text{MN}/\text{m}^3) = 0.477 \text{ MPa}$

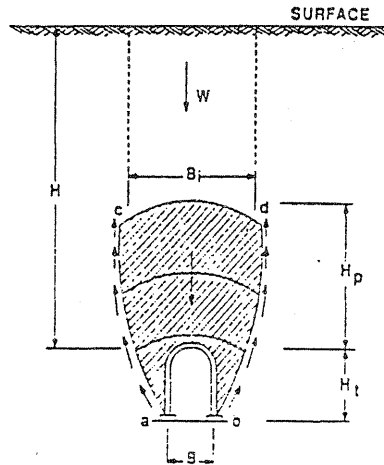


Figure 6. Tunnel rock load according Terzaghi criterion

Table 4. Terzaghi rock load criterion (Rose, 1982)

No	Rock condition	RQD	Rock load
1	Hard and intact	95 to 100	0
2	Hard, stratified or schistose	90 to 99	0 – 0.5B
3	Massive, moderately jointed	85 to 95	0 – 0.25B
4	Moderately blocky, seamy and jointed	75 to 85	0.25B – 0.2(B+H _t)
5	Very blocky, seamy, shattered	30 to 75	(0.2-0.6)(B+H _t)
6	Completely crushed but chemically intact	3 to 30	(0.6-1.1)(B+H _t)
	Sand and gravel	0 to 3	(1.1-1.4)(B+H _t)
7	Squeezing rock, moderate depth		(1.1-2.1) (B+H _t)
8	Squeezing rock, high depth		(2.1-4.5) (B+H _t)
9	Swelling rock		Up to 250 feet, irrespective of (B+H _t)

5 SUPPORT PRESSURE EVALUATED USING NUMERICAL METHOD

Numerical approach of finite difference (FLAC) has been used as a solution for support pressure estimating. The result of numerical model show the tunnel convergence will be about 18.5cm without support system. The main parameter in evaluation of support pressure is the annulus between shield and rock mass. Depending on squeezing condition and shield length and also tunnel strain, almost all possible movements, that are less than gap between shield and rock mass, will happen. If the possible convergence takes place, no pressure applies on shield and segment in short term. According to convergence Golab tunnel (in selected section) the stress in segment changed. The stress in segment versus the gap between shield and rock mass is shown in Figure 7. According to these analyses in Golab tunnel, the annulus between shield and rock mass is designed about 10cm that support pressure and segment stress were in safety range. Also using this analysis the segment thickness of Golab tunnel calculated as 30cm.

Therefore, the simulation of support system of Golab tunnel was performed with segment thickness 30cm and distance 10cm as gap between shield and rock mass. It assumes that the displacement of tunnel takes place before segment installation. Depending on geomechanical properties of rock mass, this problem will not take place in all tunnels length. The minimum and maximum stress in tunnel wall is shown in Figure 8 and thickness of plastic zone is about 6.5 m.

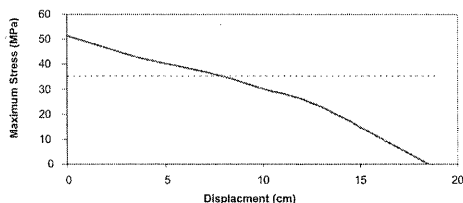


Figure 7. Stress in segment against the gap between shield and rock mass

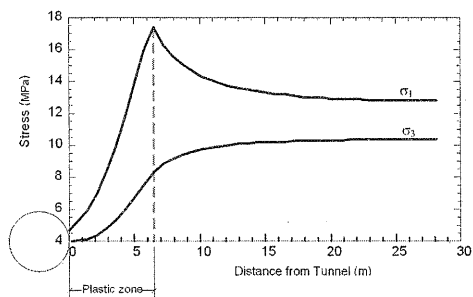


Figure 8. Minimum and maximum stress in tunnel wall

After numerical analysis, the ground reaction curve (GRC) was drawn for tunnel right wall. Support pressure can be assessed using GRC curve (Panet, 2001; Brady & Brown, 1992; Hoek & Brown, 1980). This curve can be drawn by both analytical and numerical methods presented in this paper on basis of finite difference simulation, the curve was plotted. The support-ground reaction curve for right wall of tunnel has been shown in Figure 9. The results show that in point of ground and support curves equilibrium, support pressure about 0.42 MPa is applied on segment.

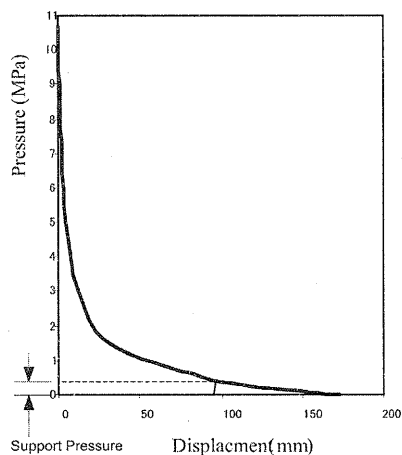


Figure 9. Support-ground reaction curve for tunnel right wall

6 CONCLUSION

Support pressure on Golab tunnel segment is calculated according to tunnel excavation and using numerical and experimental approaches. Support pressure is estimated using Numerical and experimental approaches based on Terzaghi classification about 0.42 and 0.475 MPa and using two experimental approaches based on RMR and Q classification about 0.25 and 0.35 MPa. Effective parameter in support pressure on main Golab tunnel segment is squeezing condition in tunnel rocks. Numerical approach on basis of rock mass properties and stress state (tunnel overburden) can influence the squeezing condition on the support pressure.

In some proposed empirical approaches the influence of squeezing applies on support pressure. Therefore, the results of numerical and Terzaghi empirical approaches are suitable for support pressure assessment.

Also the results of numerical model showed for decreasing support pressure, distance of shield and rock mass should be selected 10cm. Depending on

displacement in Golab tunnel and squeezing conditions of tunnel, using the added capability of over-excavation in machine is essential. On the other hand, the control of capacity of thrust for passing shield is necessary for machine selection.

REFERENCES

- Anon, (2005). Underground structure ground, "*Design and stability analyses of underground structures in Golab tunnel*". Report of Imensazan Consulting Engineering Institution.
- Barla, G., (2001). "*Tunneling under Squeezing Rock Conditions*".
- Brady, B.H., Brown, E.T., (1992). "*Rock Mechanics for Underground Mining*", Champan & Hall Press.
- Einstein, H. H., (1996). "*Tunneling in Difficult Ground-Swelling Behavior and Identification of Swelling Rock*", *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 29, No. 3, pp 113-124.
- Hoek, E., Brown, E.T. (1980). "*Underground Excavation in Rock*", Institute of Mining and Metallurgy, London.
- ITASCA Inc. (2001) - *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Ver. 4.00, User's Manual.
- Jethwa J.L., Singh B and Singh B. – (1984) – Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions – a new approach. *Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium*, Cambridge, E.T. Brown and J.A.Hudsoneds., pp. 231-238.
- Panet, M. (2001). "*The Convergence-Confinement Method*", ITA Publication.
- Ray-Ab Consulting Engineers, (2003). "*Engineering geology of Golab tunnel*". Report of company.
- Singh B., Jethwa J.L., Dube A.K., Singh B. (1992) - Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Tunneling and Underground Space Technology*, 7, pp. 59- 74.
- Singh, B. Goel, R.K, Jetwa, J.L., Dube, A.K., (1997). "Support Pressure Assessment in Arched Underground Opening through Poor Rock Masses", *J. Eng. Geo.* Vol. 48. pp 59-81.

Dalaman-Göcek karayolu tüneline boru kemer yöntemi uygulamaları ve sonuçları

Applications and Results of Umbrella Arch Method in Dalaman-Göcek Highway Tunnel

H. Denek

ADEN Tünel Proje Müh. İnş. İSTANBUL

Y. Özçelik & F. Bayram

Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Beytepe-ANKARA

ÖZET: Son yıllarda, özellikle zayıf zemin koşullarında açılan tünellerde, başarıyla uygulanan Boru Kemer Yöntemi (BKY), ülkemizde de ilk defa İstanbul Metrosunda uygulanmış ve olumlu sonuçlar alınmıştır. Yöntemin diğer bir uygulaması da Dalaman-Göcek karayolu tüneline gerçekleştirilmiştir. Dalaman-Göcek karayolu tüneli Dalaman-Fethiye karayolu Göcek mevkiinde bulunan yaklaşık 20 adet dik rampalı virajlı geçiş yoluna alternatif olarak geliştirilmiş bir tünel projesidir. Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (YATAY) ile açılmaya başlayan Göcek tüneline yaşanan ciddi zemin problemleri sonucunda, BKY'ye geçilmiş ve olumlu sonuçlar alınmıştır.

ABSTRACT: Recently, Umbrella Arch Method (UAM), applied successfully at tunnels especially driven in poor ground conditions, was applied in İstanbul Metro Project and taken good results. Dalaman-Göcek Highway Tunnel was projected as an alternative way passing through the Göcek site has approximately 20 straight inclines of Dalaman-Fethiye Highway. Firstly, Göcek tunnel was driven by New Austrian Tunneling Method. After existing some serious problems in the ground, the UAM was applied at Göcek tunnel and taken good results.

1 GİRİŞ

Bilim ve teknolojiye bağlı olarak, klasik tünellerde, kaplama ve zemin iyileştirme tekniklerinde önemli gelişmeler olmuştur. Özellikle zayıf zemin koşullarında ön kemerlendirmeli yöntemler (pre-vault, pre-lining techniques) adı altında, bir takım yeni yöntemler geliştirilmiştir.

Bu yöntemler temelinde, tünel aynasında kazı yapılmadan ileriye doğru tünel yayı boyunca bir tahkimat kabuğu oluşturup, daha sonra bu kabuğun altında kazı yapılarak ilerlenmesi esasına dayanmaktadır. Tahkimat kabuğu, şemsiye boruları, jet-grout kolonları veya betonlanmış ön kemer ile yapılabilir. Bu teknikler ilk olarak Paris Metrosunda kullanılmaya başlamıştır (Leca vd., 2003).

Ön kemerlendirmeli yöntemlerden olan Boru Kemer (Umbrella Arch) Yöntemi, ülkemizde ilk olarak İstanbul Metrosu II. Etap Projesinde Yenikapı tünellerinde uygulanmaya başlamıştır. Diğer bir uygulaması da Dalaman-Göcek karayolu tüneline olmuştur. Dalaman-Göcek Karayolu Tüneli

Dalaman-Fethiye karayolu Göcek mevkiinde bulunan yaklaşık 20 adet dik rampalı virajlı geçiş yoluna alternatif olarak geliştirilmiş bir tünel projesidir.

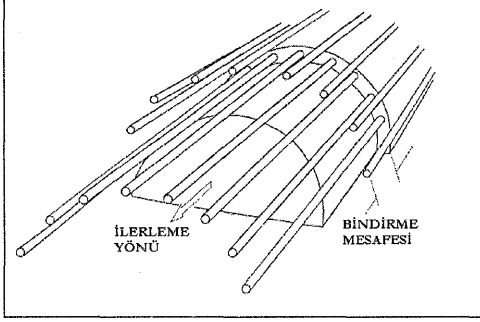
Proje sayesinde, 5,5 km'lik yol 960 m'ye ortalama 35 dakika süren Göcek geçişi 5 dakikaya düşürülerek daha kısa ve emniyetli bir geçiş sağlanmış olacaktır.

Bu çalışmada, zayıf zemin koşullarında açılan Dalaman-Göcek Karayolu tüneline uygulanan Boru kemer yöntemi tanıtılmış, bu yöntemin seçilmesindeki etkenler irdelenmiş ve yöntemin sonuçları değerlendirilmiştir.

Bu çalışmada izlenen yöntem aşağıdaki şekilde sıralanmıştır;

- Dalaman-Göcek Tüneline yaşanan teknik problemlerin ortaya konulması.
- Yeni Avusturya Tünel Açma Yönteminin (YATAY) yetersiz kaldığı noktaların belirlenmesi.
- Türkiye'de sayılı projede uygulanan Boru Kemer Yönteminin tanıtılması, Göcek tüneline

uzunluğunda, 10° baş aşağı eğimde, 8 adet (4 m²/adet), 12 adet (2,7 m²/adet), 16 adet (2 m²/adet), ϕ 130 mm delikler delinerek içerisine ϕ 14 mm ST-3 donatı yerleştirilip deliklerin içleri enjeksiyon şerbeti ile doldurulur. 9 m boyunda olan kolonların 6 m'si kazı esnasında kırılır kalan 3 m'si ise bir sonraki ilerleme turunda çakılacak olan zemin çivileri ile bindirme yapar.

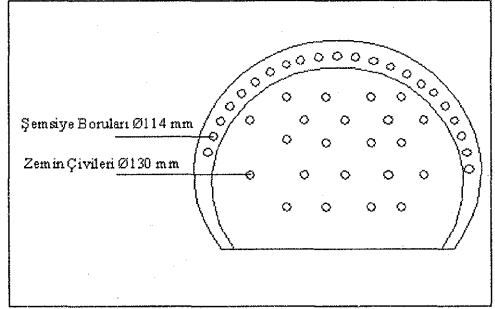


Şekil 2. Bir boru kemer periyodu içinde şemsiye borularının görünümüleri

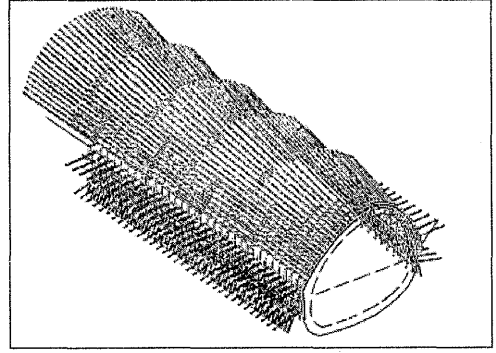
BKY' ndeki, ana destekleme elemanlarından biri de şemsiye borularıdır. Şemsiye boruları uygulamanın yapıldığı bölgede tünel aynasının çevresine 30 cm aralıklarla çakılır. Çapı ϕ 130 mm, eğimi 6°-8° baş yukarı olan deliklere 114 mm dış çapında et kalınlığı 6,3 mm olan çelik borular yerleştirilerek kazı yapılacak bölgenin üst kısmında borulardan meydana gelen bir kemer oluşturulmuş olur. Çakılan borular 9 m uzunluğundadır, bindirme boyları 3 m'dir. Şemsiye borularının çakılması işleminden sonra, boruların içine enjeksiyon ve enjeksiyon geri dönüş borusu yerleştirilir, boru ağzı enjeksiyon manşonu ile kapatılır ve boru çevresi alçı ile sıvanır. Boru içine enjeksiyon şerbeti verilmeye başlanır. Geri dönüş borusundan enjeksiyon şerbeti gelinceye kadar çimento enjeksiyonuna devam edilir. Bu işlemle hem borunun içerisi hem de boru ile delik arasında kalan boşluk basınçlı çimento şerbeti ile doldurulmuş olur.

Şemsiye borularının iki önemli görevi vardır. Birincisi kazı ile tahkimat arasında geçen süre içinde bir ucu konsolide edilmiş aynaya, bir ucu iksaya basan kiriş olarak çalışıp üzerine gelen yüklere, deformasyona imkan vermeden mukavemet etmesidir. Burada kirişin bir taraf mesnedi olan aynanın ne kadar konsolide edilebileceği ayrıca önem kazanmaktadır. İkinci önemli görevi ise tahkimatı bitmiş olan bölgede gelen yükleri tahkimat kabuğuna homojen şekilde yaymaktır. Şemsiye borularının tünel aynasındaki konumları, şemsiye

borularının ve kaya saplamalarının üç boyutlu görünümüleri sırasıyla Şekil 3 ve Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 3. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin tünel aynasındaki konumları.



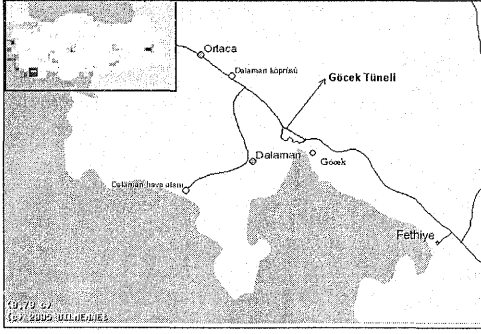
Şekil 4. Boru kemer yönteminde şemsiye boruları ve kaya saplamalarının üç boyutlu görünümüleri

3 DALAMAN-GÖCEK KARAYOLU TÜNELİ

Dalaman-Göcek Otoyol Tüneli Muğla ili Dalaman İlçesi Dalaman-Fethiye karayolu Göcek mevkiinde bulunan yaklaşık 20 adet dik rampalı virajlı geçiş yoluna alternatif olarak geliştirilmiş bir tünel projesidir (Şek. 5).

Proje sayesinde, 4,5 km'lik yol 960 m'ye ortalama 35 dakika süren göcek geçişi yaklaşık 5 dakikaya düşürülerek daha kısa ve emniyetli bir geçiş sağlanmış olacaktır.

Göcek tüneli imalat çalışmaları Mart-2005'te başlatılmıştır. Tünelin ilk 110 m'si Klasik Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemiyle (Yatay) açılmış; tünel tavanında ard arda oluşan aşırı sökülme türü tünel ilerleme hızını olumsuz yönde etkilemeye başlayınca BKY' ne geçilmiştir.



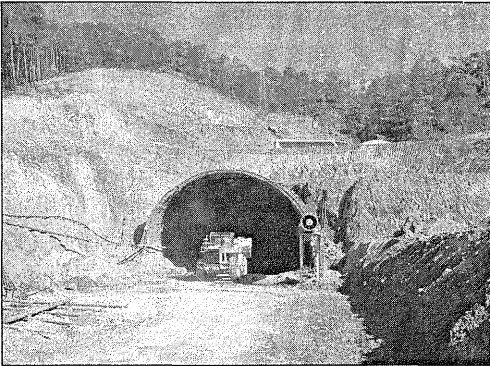
Şekil 5. Yer bulduru haritası

Tünelin teknik özellikleri aşağıdaki gibidir:

- Toplam Uzunluk : 960 metre
- Tünel Genişliği : 12 metre
- Tünel Yüksekliği : 7,40 metre

3.1 Tünelin güzergahında karşılaşılan birimlerin, stratigrafik, petrografik ve yapısal özellikleri

Tünel güzergahı boyunca iki ayrı kayaç birimi bulunmaktadır. Bunlardan ilki tünelin Dalaman ağzındaki melanj birimidir. Diğer kaya birimi de peridotit bileşimli ofiyolitik kayaçlar olup, bunlar melanjın üzerinde şaryajlı olarak yer almaktadır (Şek. 6). Peridotitler, Dalaman tarafında melanjın üzerinde yer alırken, Göcek tarafında ise platform tipi karbonatlar (neritik kireçtaşları) üzerinde yine şaryajlı bir ilişki ile oturmaktadır.



Şekil 6. Tünelin Dalaman ağzının genel plan görünümü

Yüzey jeolojisi, petrografi ve yapısal jeoloji amaçlı gözlem ve ölçümler melanj ve peridotitler içerisinde önemli yapısal zonların varlığını göstermiştir. Bu yapısal zonlar boyunca gerek melanj, gerekse de peridotitler mekanik olarak yer

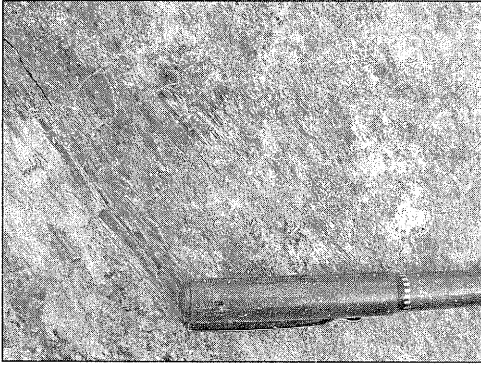
yer ileri derecede ezilmiş, ufalanmış ve yapraklı milonit-ultramilonit haline gelmişlerdir. Ezilmiş ufalanmış kesimlerde peridotitik kayaçlar yaygın olarak serpantinite dönüşmüş ve hatta killeşmiş olup tünel açımı için duraysızlık oluşturabilecek ortamlar haline gelmiştir. Nitekim tünelin Dalaman ağzında yaşanan problemler doğrudan melanj ile peridotitler arasındaki şaryaj zonunun geçilmesi sırasında yaşanmıştır. Sahada 4 adet büyük fay mevcuttur (Uz vd., 2005). Bu faylar boyunca gelişmiş olan ezik zonların problemli olabileceği tünel açım çalışmaları sırasında öngörülmüştür.

Çalışma alanında mevcut yapısal unsurları şu başlıklar altında toplamak mümkündür.

1. Şaryajlar (bindirme fayı)
2. Faylar
3. Eklem ve çatlaklar

Buna göre, Göcek ağzından itibaren Dalaman ağzına doğru mevcut yapılar ve kaya türleri şöyle sıralanabilir:

- Tünelin Göcek ağzından itibaren 60 metrelik mesafede sağlam peridotitler geçilmiştir.
- Yaklaşık 65. metrede bir fay kesilmiştir.
- Faydan itibaren yaklaşık 32 metre ezik bir peridotit-serpantinit biriminde ilerlenmiştir.
- Daha sonra 132 metre devamlılıkla orta derecede sağlam bir peridotit-serpantinit zonunda ilerlenmiştir
- Bunu takiben kalınlığı yaklaşık 38 metre olan yeni bir ezik zona girilmiştir. Bu ezik zon bir faylı dokanakta bitmiştir. Bu fay tünelin Göcek ağzından yaklaşık 250. metresinde yer almaktadır.
- Daha sonra, bunu takiben 246 metre boyunca orta sağlam peridotitlerde ilerlenmiştir.
- Bu zonun bitiminde, tünelin Göcek ağzından itibaren yaklaşık 520. metresinde yeni bir fayla karşılaşılmıştır.
- Faydan itibaren 35 metre kadar ezik bir zon geçilmiştir.
- Daha sonra 40 metre kadar orta sertlikte bir peridotit-serpantinit biriminde ilerlenmiştir (Şek. 7)
- 46 metrelik bir ezik zon bu orta sağlamlıktaki kesimi izlemekte olup bu ezik zon tünelin Dalaman ağzındaki melanj ile peridotit arasındaki şaryajlı dokanakta bitmiştir.
- Daha sonra tünelin Dalaman ağzına kadar, yaklaşık 200 metrelik bir mesafede melanj birimi yer almıştır. Bu birim oldukça ezik, dayanımsız, makaslanmalı ve milonitik özelliktedir.



Şekil 7. Tünel aynasında karşılaşılan pridotit-serpantin it biriminin yakın plan görüntüsü

3.2 Tünel açımı sırasında yaşanan problemler

YATAY uygulamasıyla açılmaya başlanan tünelin Göcek ağzında sağlam zemin koşullarında ilk ay 60 m ilerleme sağlanmıştır. Tünelde herhangi bir duraysızlık problemi yaşanmamıştır. Daha sonra bir fay zone içine girilmiş ve tünel aynasında ciddi zemin problemleri (tünel tavanında görülen aşırı sökülme davranışı, tünel aynasında ve tünel omuz hizasına kadar olan kısımlarda blok duraysızlıkları, zemindeki suya bağlı akımlar, blok kaymaları ve boşalmalar) yaşanmaya başlanmıştır. Bu problemlerin aşılması için YATAY içinde çözüm arayışı içine girilmiş, her iki iksa ilerlemesinde enjeksiyonlu boru süren çakılmış, ancak tünel tavanında oluşan boşalmalar engellenememiştir.

Zemindeki bu bozulmalardan dolayı ikinci ay ilerleme 30 m'ye üçüncü ay 20 m'ye düşmüştür. Bu süre içinde tünelde 3 defa göçük olmuş, her bir göçük ortalama 18 gün iş kaybına sebep olmuştur. Yaşanan olumsuzluklar proje yöneticilerini yeni bir yöntem arayışı içine sokmuş ve daha sonra alınan kararla tünelin Göcek kısmında BKY uygulamasına geçilmiştir. Tünelin Dalaman ağzı da BKY' yle açılmaya başlamış ve tünel kazıları tamamlanincaya kadar aynı yöntemle devam edilmiştir.

3.3 Göcek tüneline boru kemer uygulamaları

Tünelde BKY imalat adımları aşağıdaki gibidir:

1. Şemsiye Borularının çakılabilmesi için gerekli olan genişletme kazılarının yapılması, (Göcek tüneline genişletme kazıları 40 cm olarak belirlenmiştir)
2. Genişletme kazıları tamamlandıktan sonra, bir delgi platformu oluşturmak amacıyla, tünel aynasının çelik hasır ve püskürtme beton kullanılarak kapatılması,

3. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin yerlerinin projeye uygun şekilde tespit edilip işaretlenmesi,
4. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin delgi işleminin tamamlanması,
5. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin donatılarının yerleştirilmesi ve enjeksiyon işleminin tamamlanması (Şek. 8),



Şekil 8. Tünelin Göcek ağzında şemsiye borusu ve zemin çivisi yerleştirme işlemi

6. Enjeksiyonu tamamlanmış aynada şemsiye borularının alt kısmından üst yarı kazılarına başlanması, kazılan kısımların iksa, çift kat çelik hasır ve püskürtme beton destek elemanlarıyla desteklenmesi (Göcek tüneline üst yarı kazı adımları iki kademe olarak tespit edilmiştir. Kazılar hidrolik kırıcı makinelele, pasa nakli lastik tekerlekli yükleyicilerle yapılmıştır. Her bir kazı adımı tünel tavanında projeye uygun şekilde genişleme yapılarak, bir sonraki Boru Kemer döngüsüne hazırlık yapılmıştır)
7. Üst yarıda Boru Kemer döngüsünün tamamlanması (Göcek tüneline bir Boru Kemer döngüsü 6 m olarak tespit edilmiştir),
8. Üst yarı kazısı tamamlanan kısımlara kaya bulonu uygulamasının yapılması,
9. Üst yarı ilerlemesini yaklaşık 30 m geriden takip edecek şekilde altyarı kazılarının yapılması (Göcek tüneline altyarı kazıları üç kademede yapılmıştır).

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada, Dalaman-Göcek Tüneli kazı çalışmalarında yaşanan problemler ortaya konulmuş, daha önce uygulanan YATAY'ın yetersiz kaldığı noktalar belirlenmiş, YATAY'dan sonra uygulamaya başlayan BKY tanıtılmış, Göcek

Tünelindeki uygulamaları incelenmiş ve sonuçları değerlendirilmiştir. Çalışmanın amacı doğrultusunda elde edilen bu sonuçlar, aşağıda sıralanmıştır:

1. YATAY kullanılarak açılmaya başlayan tünelin Göcek ağzında tünel tavanında ciddi boşalmalar ve buna bağlı iş kayıpları olmuş, YATAY içindeki uygulamalar bu problemlerin aşılmasında yetersiz kalmıştır.
2. BKY' ne geçildikten sonra bu problemler aşılmış, tünel tavanında ve aynasında daha önce görülen problemlerli zemin davranışları kontrol altına alınmıştır.
3. BKY' ne geçildikten sonra, tünel ilerleme hızlarında %80 lere varan artışlar kaydedilmiştir.
4. Tünel kazı çalışmaları sırasında, tam emniyetli bir çalışma ortamı sağlanmış, zemin davranışından kaynaklanabilecek olası iş kazaları engellenmiştir.
5. Tünelde kazı ve destekleme çalışmaları tamamlanmış kısımlarda herhangi bir deformasyon problemiyle karşılaşılmasıdır.
6. Zemin çivileri yapılan enjeksiyonlarla, ayna konsolidasyonunu ve duraylılığını sağlayarak, tünel aynasında bir emniyet topuğuna ihtiyaç bırakmamıştır.
7. Şemsiye boruları uygulama aşamasında perfore edilerek, boru içerisine yapılan enjeksiyon şerbetinin zemine de nüfuz etmesi sağlanmıştır. Zemine nüfuz eden çimento şerbeti sayesinde çatlak sistemleri doldurulmuş ve daha önce görülen blok duraysızlığı davranışları engellenerek, şemsiye borularının daha etkin çalışması sağlanmıştır.
8. BKY' ne geçildikten sonra tünel birim malzeme maliyetlerinde %15 oranında artışlar olmuş, ancak malzeme maliyetlerindeki bu artış, tünel ilerleme hızlarının artması ve göçüklerle oluşacak iş kayıplarının önlenmesi olması sebebiyle dengelenmiştir. Bu açıdan bakıldığında, günlük maliyetler karşılaştırıldığında da Boru Kemer yönteminin daha avantajlı olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Denek, H., 2003, İstanbul Metro Tünellerinde Uygulanan Klasik Yeni Avusturya (YATAY) Ve Boru Kemer (BKY) Yöntemlerinin Tünel İçi Ve Yüzey Deformasyon Sonuçlarına Göre Karşılaştırılması, Yüksek Mühendislik Tezi, H.Ü., Ankara, 61-67, s.
- Kurt, C., Yılmaz Ö. ve Şimşek, S., 2002, İstanbul Metro Tünellerinde Boru Şemsiye (Umbrella Arch) Yönteminin Uygulanması ve Sonuçları, Ulaşında Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu, İstanbul, 331-342 s.
- Leca, E., Leblais, Y. and Kuhnenn, K., 2003, Underground Works in Soils and Soft Rock Tunneling, <http://cleo.eng.monash.edu.au/teaching/subjects/civ3247/resources/leca.pdf>
- Uz, B., Cangenç, Ş. ve Esenli, F., 2005, Dalaman-Göcek Tüneli Güzerghasının Yüzey Jeolojisi, Aralık.

Doğrultu değişimlerinin yeraltı açıklıklarının duraylılığı üzerindeki etkilerinin araştırılması

Studies about effects of direction changes on underground openings stabilities

Ö. Yılmaz & T. Ünlü

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye

ÖZET: Bu çalışmada, anizotropik yatay birincil gerilme doğrultularının farklı derinliklerde oluşturulan yeraltı maden açıklıklarının duraylılıkları üzerindeki etkileri farklı tabaka koşulları için ayrı ayrı araştırılmıştır. Çözümlemelerde, değişik derinlik seviyelerinde bulunan kömür damarları içerisinde sürülen galerilerin duraylılıkları, farklı tabaka özellikleri ve yatay birincil gerilme alanları göz önüne alınarak araştırılmıştır. Bu amaç için, maksimum birincil gerilme bileşeni; düşey, galeri eksenine paralel ve dik doğrultuda tabaka koşulları ise; sağlam tavan-taban, sağlam tavan-yumuşak taban ve yumuşak tavan-taban olmak üzere üç farklı şekilde seçilmiştir. Analizler sonucunda, anizotropik birincil gerilme alanlarındaki farklı tabaka koşullarına sahip kömür damarlarında en uygun pano yöneliminin yalnızca yatay gerilmelere değil aynı zamanda düşey gerilmelere de bağlı olduğu kanısına varılmıştır.

ABSTRACT: In this study, effects of the direction of anisotropic horizontal in situ stresses on the stability of underground mine openings have been investigated. In the analyses, stability of the tunnels driven in a coal seam at various depths has been investigated taking into account different strata conditions and anisotropic horizontal in situ stress field. Maximum principal stress components have been chosen in three various directions; vertical, parallel and perpendicular to the tunnel axis. Analyses have shown that in the anisotropic in situ stress field, the favourable direction of underground mine openings which have different strata conditions depend not only on the horizontal in situ stresses but also on the vertical in situ stresses.

1 GİRİŞ

Yeraltı açıklıkları çevresindeki yüksek ikincil gerilmelerin neden olduğu yenilmeler başlıca; kaya kütesinin mekanik özelliklerine, açıklıkların şekline ve ortamdaki birincil gerilmelerin büyüklüğüyle yönlerine bağlıdır. Bu nedenlerden dolayı, son yıllarda yeraltı madencilğinde yapılan birçok zemin kontrol araştırmalarının odak noktası yüksek birincil gerilmeler olmuştur (Mark and Mucho, 1994; Agapito and Gilbride, 2002; Dolinar, 2003).

Anizotropik birincil gerilme alanları dünya çapında oldukça yaygın bir durum teşkil etmektedir (WSM, 2005). Bugün yerkürenin farklı bölgelerinde gerçekleştirilen birincil gerilme ölçümlerinin sonuçları, birincil gerilme bileşenlerinin başlıca yatay ve düşey düzlem üzerinde olduğunu ancak büyüklük ve düzenlerinin değişken olduğunu göstermiştir (Amadei & Stephansson, 1997). Literatürde ayrıca, yatay düzlem üzerindeki maksimum yatay birincil gerilmenin minimum yatay

birincil gerilmeye dik olacak şekilde ($\Phi_1 \perp \Phi_2$) etki ettiği belirtilmektedir (Hoek & Brown, 1980; Morris, 1990; Siddall & Gale, 1992).

İki yatay gerilme bileşeninin birbirlerine dik ve büyüklüklerinin birbirlerinden farklı olmasından dolayı, bir yeraltı açıklığı çevresinde oluşan gerilme yoğunluğu açıklığın doğrultusuna göre değişecektir. Bu durumda, ister sığ derinliklerde ister aşırı derinlerde olsun yatay gerilmeler bir maden işletmesinin duraylılığını etkileyen en önemli parametrelerden biri olacaktır. Bir yeraltı açıklığının işletme ömrü süresince duraylılığını koruyabilmesi veya bunu mümkün olan en az ek tahkimat önlemleri (püskürtme beton, kaya saplamaları vb.) ve maliyetle gerçekleştirebilmesi için, yatay gerilmelere göre konumunun iyi bir şekilde analiz edilmesi gerekmektedir. Bununla birlikte, maksimum yatay gerilmenin duraylık üzerindeki etkileri incelenirken düşey birincil gerilmenin bazen en büyük, bazen ortanca bazen de en küçük asal

birincil gerilme bileşeni olabildiği unutulmamalıdır. Bu çalışmada, farklı düşey gerilme seviyelerindeki (P_v) maksimum yatay birincil gerilme doğrultusunun duraylılık üzerindeki etkileri değişik tabaka koşulları göz önünde bulundurularak araştırılmıştır.

2 YATAY GERİLME ALANLARINDA KARŞILAŞILAN BAŞLICA DURAYSIZLIK PROBLEMLERİ

Bugün yatay birincil gerilmelerin, başlıca yer kabuğu plakalarının hareketinden kaynaklanan tektonik kuvvetlerin bir sonucu olarak oluştuğu ve genellikle 500m'den daha sığ derinlikteki tektonik kuvvetler tarafından etkilenmiş bir bölgede, yatay gerilmelerin düşey gerilmelerden daha büyük olduğu kabul edilmektedir (Hoek & Brown, 1980). Bir noktadaki düşey birincil gerilme bileşeni, o nokta üzerindeki kaya yükü nedeniyle derinlikle birlikte artacaktır. Bu nedenle, düşey gerilmelerin duraylılık açısından tehlikeli olabilecek seviyeleriyle genellikle derin maden ocaklarında karşılaşılr. Bu derinlikteki bir yeraltı açıklığı çevresindeki birincil gerilme nedeniyle oluşan duraysızlık problemleri, genel olarak düşey birincil gerilmeyle ilişkilendirilmektedir. Bu nedenle, literatürdeki çalışmalarda genel olarak derin maden ocaklarında yatay gerilmelerin duraylılık üzerindeki etkileri yeteri kadar incelenmemiştir. Sığ derinliklerde ise en büyük gerilme bileşeni genellikle maksimum yatay gerilme olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu durumda ise, literatürdeki çalışmalara bakıldığında, genel olarak düşey gerilmelerin duraylılık üzerindeki etkilerinin düşünülmediği gözlenmektedir. Literatürde ayrıca, P_v 'nin ortanca gerilme bileşeni olduğu orta sığ derinliklerde de yeteri kadar araştırma yapılmamıştır.

Düşey gerilmeler genel olarak topuk dayanımı ve deformasyonu üzerinde büyük bir etkiye sahipken, yatay gerilmeler özellikle dikdörtgen ve kare açıklıkların tavan ve taban tabakalarının duraylılığı üzerinde önemli bir rol oynamaktadır. Bir yeraltı açıklığı çevresinde oluşan gerilme dağılımı, açıklığın boyutlarına değil geometrisine bağlı olarak değişmektedir. Bu nedenden dolayı, bir uzunayak arını geniş bir galeri olarak düşünülebilir (Morris, 1990). Oda-topuk madencilğinde sürülen üretim galerilerinin, tekli veya çoklu taban yollarına sahip uzunayak panolarının hazırlık galerilerinin duraylılıkları da birincil gerilmelerin büyüklükleri, doğrultuları ve kömür çevre kayaçlarının mekanik özelliklerine bağlı olarak değişmektedir.

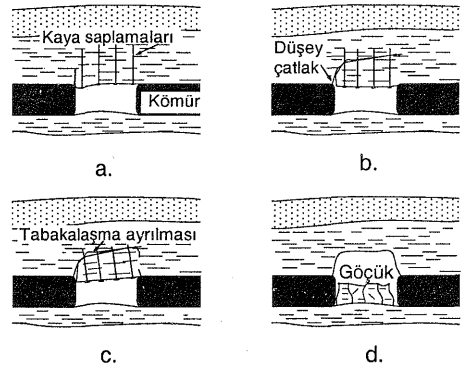
Kömür panolarındaki birincil gerilmelere bağlı duraysızlık problemleri genel olarak kömür topukların yenilmesi, açıklıkların tavanında

kavaklanmalar ve kaya düşmeleri tabanında ise yumuşak taban tabakasının kabarması şeklinde gözlenir.

Yatay birincil gerilmelerin yeraltı açıklıklarının taban tabakaları üzerindeki en belirgin etkisi tabanın kabarması şeklinde gözlenmektedir. Yüksek düşey gerilmelerin bulunmadığı sığ derinliklerde yüksek yatay gerilmelerin oluşturduğu yanıl basınç taban tabakasının yenilmesine ve yumuşak taban tabakasının açıklık içine doğru akmasına yol açabilmektedir (Wuest, 1992).

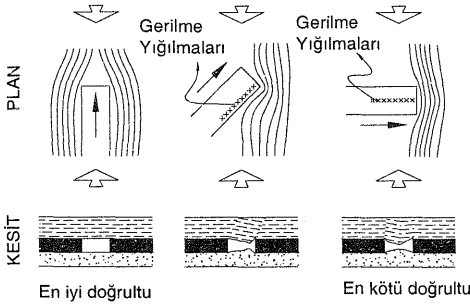
Yüksek yatay gerilme koşullarında gözlenen en tipik tavan yenilmesi tipi ise tavadaki kaya tabakalarının ilerleyen kesilmeleri (progressive shearing) ve burkulmaları olarak tanımlanabilir. Tavan tabakalarının yenilmesi, tipik olarak tavanın alt tarafının yenilmesiyle başlar ve düşey doğrultuda ilerleyebilir. Bu yenilme sağlam bir kaya tabakasına ulaşılan kadar günler, haftalar yada aylar boyu sürebilmektedir (Esterhuizen & Iannacchione, 2004).

Yeraltı açıklıklarının tavan tabakalarında rastlanan bir diğer duraysızlık problemi de tavanın kesilmesi şeklindedir (Cutter roof). Genelde tavan kesilmesine, açıklık köşesindeki kesme gerilmelerinin neden olduğuna inanılmaktadır. Açıklık köşelerindeki bu yüksek kesme gerilmeleri büyük olasılıkla yüksek örtü kazı yükü ve/ya aşırı yatay gerilmeler nedeniyle oluşmaktadır. Tavan kesilmesi bir açıklığın bir yada her iki üst kenarından düşey veya yaklaşık olarak düşey bir şekilde yukarı doğru oluşan ve ilerleyen bir çatlak oluşmasıyla birlikte başlar. Bu çatlak kaya saplamalarının yatay ankraj yüksekliğinden ve/ya zayıf tabakalaşma düzlemlerinden daha üst bir seviyeye uzandığında kütsel bir tavan düşmesi gerçekleşmektedir (Şek. 1) (Peng, 1986).



Şekil 1. Tavan tabakalarının kesilerek masif olarak açıklık içine doğru düşmesi (Peng, 1986).

Yatay gerilmeler nedeni ile oluşan duraysızlık problemlerini kontrol etmede, maden tasarımı veya açıklık güzergahı açısından maksimum yatay gerilmenin doğrultusu oldukça önem taşımaktadır. Bir yeraltı açıklığının tavan ve taban tabakalarına etkiyen gerilme bileşenlerinin açıklığın doğrultusundan etkilenmesi nedeniyle, açıklık doğrultusuna bağlı olarak açıklığın farklı bölgelerinde duraysızlık problemleri gözlenebilir (Şek. 2). Deneyimler, açıklık yönlerinin etkin gerilme alanına ve yerel eklem yönelimlerine göre daha uygun olacak şekilde değiştirilmesiyle zayıf tabaka koşullarının iyileştirilebileceğini göstermiştir. Genel olarak doğrultu seçimi sırasında gerilmelerin yoğunlaştığı bölgelerden uzaklaşmaya çalışılmak en etkili kontrol stratejisidir.



Şekil 2. Galeriyi yönüyle maksimum yatay gerilme doğrultusu arasındaki açının tavan ve taban duraylılığı üzerindeki etkileri (Morris'den değiştirilerek, 1990).

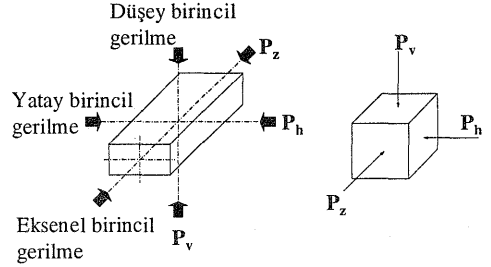
Literatürde, anizotropik birincil gerilmelerin neden olduğu duraysızlıkların değerlendirilmesinde yatay gerilmeler genellikle sığ derinliklerde incelenirken derin maden ocaklarında düşünülmemişlerdir. Bu araştırmalara göre, en büyük yatay gerilme bileşenine paralel sürülen yeraltı açıklıkları çevresinde daha düşük gerilme yığılmalarının oluşacağı ve buna bağlı olarak da galerilerin duraylılığının daha etkin bir şekilde sağlanabileceği belirtilmektedir (Mark, 1991; Siddall & Gale, 1992; Iannacchione & Prosser, 1998; Meyer et al., 1999).

3 DURAYSIZLIK ÇÖZÜMLEMELERİ

3.1 Üç Farklı Derinlikte Anizotropik Yatay Birincil Gerilme Alanının Oluşturulması

Bu çalışmada, yeraltı açıklığının oluşturulduğu bölgedeki üç adet asal birincil gerilmelerden birinin düşey düzlem üzerinde (P_v) ve diğer ikisinin ise yatay düzlem üzerinde (P_h ve P_z) ve birbirine dik konumda olduğu varsayılmıştır. Gerilme anizotropisi sağlamak amacıyla üç asal gerilme de birbirlerinden farklı büyüklükte seçilmiştir. Üç farklı düşey

gerilme (P_v) seviyesi için, yeraltı açıklıklarının uzun ekseninin yatay birincil gerilmelerden büyüğüne paralel ve dik olduğu konumlar, duraylık açısından farklı özellikteki tavan ve taban tabakaları için karşılaştırılmıştır. Şekil 3'de gösterildiği gibi asal yatay gerilmelerin açıklığın uzun eksenine paralel olan bileşeni aksel birincil gerilme (P_z) ve açıklığın uzun eksenine dik olan bileşeni de yatay birincil gerilme (P_h) olarak tanımlanmıştır.



Şekil 3. Asal birincil gerilme bileşenlerinin tanımlanması (Gerçek & Geniş'ten değiştirilerek).

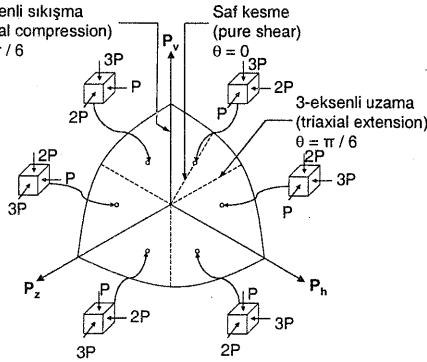
Asal birincil gerilmeler büyüklük sırasına göre, $3P$, $2P$ ve P olarak tanımlanmıştır. Burada P yalnızca bir gerilme katsayısını ifade etmektedir. Üç ayrı derinlik seviyesinde ($P_v = P$, $P_v = 2P$ ve $P_v = 3P$) atanan değerlere göre, P_z ya da P_h maksimum yada minimum yatay gerilme olabilmektedir. Böylece sığ, orta sığ ve derin maden ocaklarında, açıklık doğrultusunun maksimum yatay gerilme doğrultusuna göre olan konumunun (dik yada paralel) duraylık üzerindeki etkilerinin incelenmesi mümkün olmuştur. Çizelge 1'de asal gerilme bileşenleri için atanan değerler sunulmuştur.

Çizelge 1 Asal gerilme bileşenleri için atanan gerilme katsayıları.

P_v		P_h	P_z
Sığ	P	2P	3P
		3P	2P
Orta sığ	2P	P	3P
		3P	P
Derin	3P	P	2P
		2P	P

Birincil gerilme bileşenlerinin bu şekilde seçilmesi durumunda vurgulanması gereken önemli bir husus, oluşan bu birbirinden farklı altı adet birincil gerilme durumunun eşyönlü (izotropik) bir kaya kütesine ait yenilme yüzeyine göre eşdeğer noktalarda bulunduğudır. Başka bir deyişle, birincil gerilme noktaları asal gerilmeler uzayında aynı oktahedral düzlem üzerindedirler ve hidrostatik gerilme ekseninden eşit uzaklıktadırlar (Gerçek ve Geniş, 1998).

Göz önünde bulundurulmuş durumları temsil eden noktaların oktahedral düzlemdeki yerleri ve Hoek-Brown yenilme zarfına göre konumları Gerçek ve Geniş (1998), tarafından Şekil 4'de gösterildiği gibi sunulmuştur.



Şekil 4 İncelenen birincil gerilme durumlarının oktahedral düzlemde gösterimi ve Hoek-Brown yenilme zarfı (Gerçek ve Geniş, 1998).

3.2 Kaya Kütesinin Dayanım Parametrelerinin Tahmini

Yakın aralıklı eklemlerle bölünmüş kaya kütlelerinin mekanik davranışının tahmini, laboratuvar deneyleri için gerekli olan örnek boyutlarının büyük olması nedeniyle kaya mekaniğinin temel sorunlarından biridir. Hoek ve Brown (1980), bu soruna bir çözüm olarak sağlam ve kırılmış kaya kütlelerinin yenilme davranışlarını karakterize etmek için maksimum ve minimum asal gerilmeler arasındaki ilişkinin kullanımını önermişlerdir. Kaya malzemeleri ve kaya kütleleri için önerilmiş olan görgül (ampirik) yenilme ölçütleri arasında yer alan Hoek-Brown yenilme ölçütü araştırmacılar ve mühendisler tarafından oldukça yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Bu çalışmada yeraltı açıklıklarının çevreleyen kaya kütesi ve kömür damarı dayanımının Hoek-Brown yenilme ölçütü ile tanımlandığı varsayılmıştır. Hoek-Brown yenilme ölçütü en genel haliyle;

$$\sigma'_{mak} = \sigma'_{min} + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_{min}}{\sigma_c} + s \right)^a$$

bağıntısıyla verilmektedir (Hoek et al., 1995). Burada; σ'_{mak} ve σ'_{min} , sırasıyla, maksimum ve minimum asal etkin (yenilme anında uygulanmakta olan) gerilmeler; σ_c , sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı; m_b , s ve a da kaya kütesinin karakteristiklerine bağlı sabitlerdir. Rahatsız edilmemiş kaya kütleleri için bu sabitlerin belirlenmesinde, 1997 yılında kaya kütesinde ölçek

etkisini dikkate alan bir parametre olarak geliştiricileri tarafından ölçüte dahil edilen jeolojik dayanım indeksi (GSI: Geological Strength Index) kullanılmaktadır (Ulusay ve Sönmez, 2002). Jeolojik dayanım indeksi, arazi gözlemlerinden yararlanarak farklı jeolojik ve jeoteknik koşullara bağlı olarak kaya kütesi dayanımının hesaplanması esasına dayanmaktadır. Bu indekste kaya kütesinin karakterizasyonu kaya yapısına, yani kaya kütesinin bloklu olması veya süreksizliklerin yüzey koşulları (pürüzlülük, ayrışma ve dolgu, vb.) gibi görsel izlenimlere bağlıdır (Hoek et al., 1992). Yüzey ve yeraltı kazısı uygulamalarında, özellikle gelişigüzel, aşırı çatlaklı ve yapraklanmalı kaya kütlelerinde jeolojik dayanım indeksi ile tatmin edici sonuçlar elde edilmektedir (Koçkar ve Akgün, 2004). GSI değerinin büyüklüğü; aşırı zayıf kaya kütesi için 5 değerinden, sağlam kaya kütesi için 100 değeri arasında değişmektedir. Kaya kütesine ait m_b sabitinin tahmin için ise;

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

bağıntısı önerilmiştir. Burada m_b , sağlam laboratuvar örnekleri üzerinde yapılan dayanım deneylerine ait verilerin istatistiksel olarak değerlendirilmesiyle elde edilen bir malzeme sabitidir. Hoek-Brown yenilme ölçütüne ait diğer iki sabitin belirlenmesi için de aşağıdaki görgül bağıntılar önerilmektedir.

GSI > 25;

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$$a = 0.5$$

GSI ≤ 25;

$$s = 0$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

Kırılmış kaya kütesine ait dayanım parametreleri olan m_b ve s değerlerinin tahmin edilmesinde ise Ribacci (2000), tarafından önerilen bağıntılar kullanılmıştır.

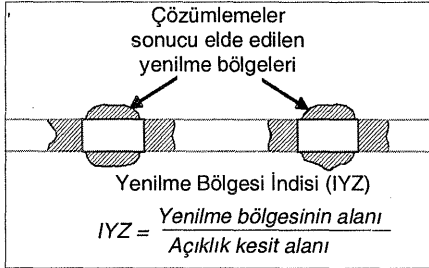
$$m_b = 0.65 m_i$$

$$s = 0.04 s$$

3.3 Duraysızlıkların Değerlendirilmesi ve Karşılaştırılması

Açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgelerinin büyüklüklerinin karşılaştırılmasında, bu amaç için Gerçek ve Geniş (1998) tarafından geliştirilen basit bir indisten yararlanılmıştır. "Yenilme bölgesi indisi" (IYZ: index of yield zone) olarak tanımlanan

bu indis, yeraltı açıklığı çevresindeki yenilme bölgesi alanının açıklığın kesit alanına oranına eşittir (Gerçek & Geniş, 1998, 1999). Yenilme bölgesinin bağıl büyüklüğünün bir ölçüsü olarak kabul edilen IYZ değerinin hesaplanması Şekil 5'de gösterilmiştir. Bu çalışmada, analizler sonucu elde edilen yenilme bölgelerinin karşılaştırılmasında IYZ değerleri yararlanılmıştır.



Şekil 5. Yenilme bölgesi indisinin tanımlanması (Gerçek, 2005).

Açıklıkları çevreleyen kaya kütlesi ve kömür tabakasının duraysızlık açısından birbirleriyle karşılaştırılmasında ise Diederichs ve McCreath (1994) tarafından önerilen dayanım katsayısı yaklaşımı kullanılmıştır. Dayanım katsayısı ≤ 1 olduğu durum, kaya malzemesin aşırı gerilme (dayanımından daha yüksek) altında olduğunu belirtmektedir. Hoek-Brown yenilme ölçütüne için dayanım katsayısı aşağıdaki eşitlikle tanımlanır ($a = 0.5$);

$$\text{Dayanım katsayısı} = 0.25 \{ -m_b \sigma_c + [(m_b \sigma_c)^2 + 8m_b \sigma_c (\sigma'_{\max} + \sigma'_{\min}) + 16 s \sigma_c^2]^{1/2} \} / (\sigma'_{\max} - \sigma'_{\min})$$

3.4 Sayısal Gerilme Çözümlmeleri

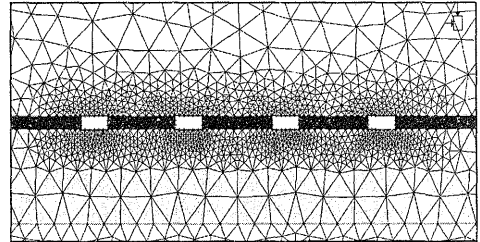
Sayısal gerilme çözümlmeleri, diğer mühendislik dallarında olduğu kadar maden mühendisliğinde de gün geçtikçe daha yaygın uygulama alanları bulmaktadır. Yöntemin avantajları arasında; gerilme yığılmalarının ve olası yenilme bölgelerinin önceden kestirimini sağlamak, çevre açıklıklar veya yapılarla etkileşimin sonuçları konusunda tasarımcıya ipuçları vermek ve alınacak tahkimat önlemleri karşısında olumlu veya olumsuz tepkisini tahmin etmek sayılabilir.

Modelleme açısından yeraltı yapılarının, verilerin az ve değişken olduğu bir ortam olmasından dolayı, makine ve inşaat mühendisliğinde olduğu gibi sayısal modelleme yöntemleri tasarım için direkt olarak kullanılmaz. Karmaşık yeraltı koşullarında genellikle jeolojik detayların bilinmemesi modelin kabul edilmemesine yol açabilir. Bu nedenle, problemlerin çözümüne yönelik olarak, arazinin

yapısal özelliklerine göre bir veya birkaç yöntem uygulanabilmektedir. Böylece, yöntemlerin birbirine üstün olan yönleri ön plana çıkartılarak daha gerçekçi sonuçlara ulaşılabilir (örn. Sonlu elemanlar ve ayrık elamanlar yönteminin aynı problemin çözümüne yönelik uygulanması gibi).

Bu çalışmada, galeri ve topuk duraylılığını değerlendirmek için, iki boyutlu hibrit sonlu eleman programı PHASE² (version 5.0) (Rocscience, 2004) kullanılmıştır. Galeri genişliğinin galeri uzunluğundan çok daha küçük olmasından dolayı iki boyutlu analiz bu modelleme için yeterli görülmüştür.

Çözümlmelerde; sıg, orta sıg ve derin olmak üzere üç ayrı derinlik seviyesi için, yatay düzlemde bulunan bir kömür damarı içerisinde oluşturulan sıralı topukların veya çoklu taban yollarının duraylıkları, farklı tabaka özellikleri ve yatay birincil gerilme alanları göz önüne alınarak araştırılmıştır. Çözümlmelerde 1996 adet düğüm noktası (node point) ve 3857 adet üçgen eleman kullanılmıştır Şekil 6'da çözümlmelerde kullanılan sonlu eleman ağı gösterilmektedir. Anizotropik birincil gerilme alanına yerleştirilen dört adet galeriden her birinin genişliği 6m, yüksekliği ise 3m'dir. Dikdörtgen şeklinde bir geometriye sahip olan galerilerin genişlik/yükseklik (W/H) oranları 2'dir. Galeriler arasındaki topuk genişliği ise 15 m'dir. Sayısal gerilme çözümlmelerinde, galeri çevresindeki kaya kütesine ve galerilerin içinde açıldığı kömür tabakasına ait varsayılan mekanik özellikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 6. Çözümlmelerde kullanılan sonlu eleman ağı.

Sert (sağlam) kaya kütesine ait özellikler;
Kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı;
 $\sigma_c = 100 \text{ MPa}$
Kaya kütesinin deformasyon modülü; $E = 30 \text{ GPa}$
Poisson oranı; $\nu = 0.2$
GSI 70 olan kaya kütesine ait dayanım parametreleri (Hoek-Brown yenilme ölçütü parametreleri);
 $m_i = 19$
 $m_b = 6.5$ ve $m_r = 4.2$
 $s = 0.036$ ve $s_r = 0.0014$

Yumuşak kaya kütesine ait özellikler;

Kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı;

$$\sigma_c = 40 \text{ MPa}$$

Kaya kütesinin deformasyon modülü; $E = 6.5 \text{ GPa}$

Poisson oranı; $\nu = 0.3$

GSI 50 olan kaya kütesine ait dayanım parametreleri;

$$m_i = 10$$

$$m_b = 1.7 \text{ ve } m_r = 1.1$$

$$s = 0.004 \text{ ve } s_r = 0.00015$$

Kömür tabakasına ait özellikler;

Kömür tabakasının tek eksenli basınç dayanımı;

$$\sigma_c = 20 \text{ MPa}$$

Kömür tabakasının deformasyon modülü; $E = 4.5 \text{ GPa}$

Poisson oranı; $\nu = 0.35$

GSI 50 olan kömür tabakasına ait dayanım parametreleri;

$$m_i = 15$$

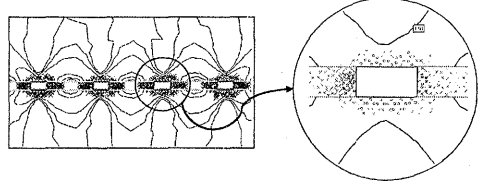
$$m_b = 2.5 \text{ ve } m_r = 1.6$$

$$s = 0.004 \text{ ve } s_r = 0.00015$$

3.5 Sayısal Modelleme Sonuçları

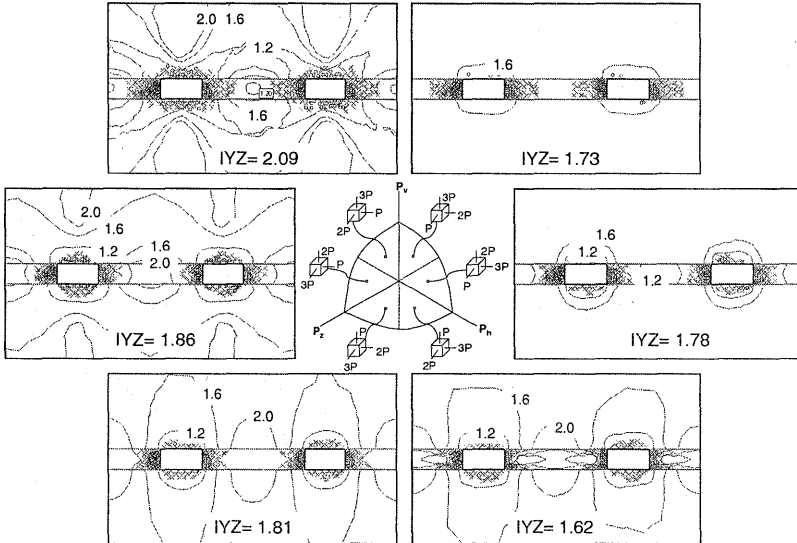
PHASE² (version 5.0) kullanılarak gerçekleştirilen çözümlerinde her bir tabaka koşulu için yenilme bölgeleri elde edilmiş ve IYZ değerleri

hesaplanmıştır. Ayrıca dayanım faktörü konturları da oluşturulan şekiller üzerinde gösterilmiştir. Böylece her bir farklı tabaka ve gerilme koşulu için duraysızlıkların karşılaştırılması görsel olarak mümkün olmuştur. Şekil 7'de çözümler sonucu elde edilen yenilme bölgelerinin ve dayanım katsayısı konturlarının genel bir gösterimi sunulmaktadır.



Şekil 7. Çözümler sonucu elde edilen yenilme bölgeleri ve dayanım faktörü konturları.

Şekil 8'de sağlam tavan-taban tabakalarına sahip bir yeraltı kömür damarındaki sıralı topuk dizilerinin, uzun eksenlerinin maksimum yatay gerilmeye paralel ve dik olduğu konumların karşılaştırılması her bir derinlik seviyesi (sığ, orta sığ ve derin) için verilmiştir.

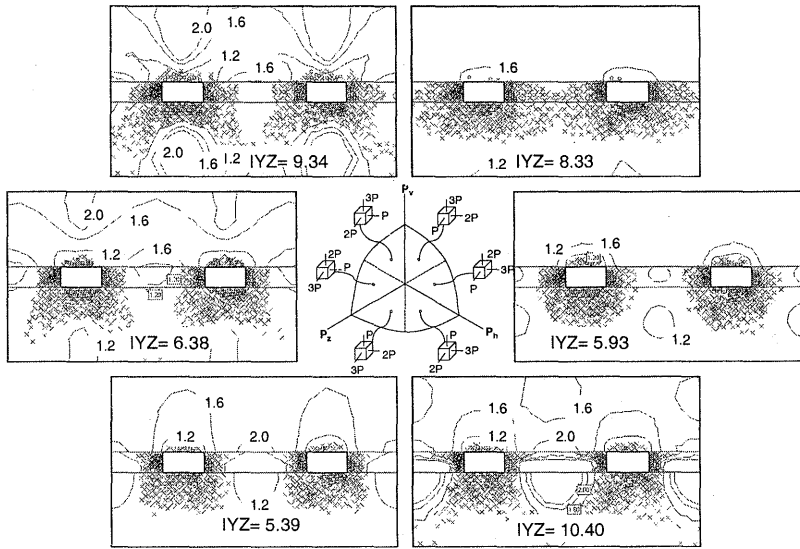


Şekil 8 Sağlam tabaka koşullarında anizotropik birincil gerilme alanının duraylık üzerindeki etkileri.

Sağlam tabaka koşullarına sahip bir kömür damarı için hazırlanmış olan Şekil 8'deki IYZ değerlerine ve dayanım katsayısı konturlarına bakıldığında; özellikle sıg ve orta sıg derinlikteki ($P_v=P$ ve $P_v=2P$) pano yönüyle maksimum yatay gerilme doğrultusu arasındaki açının açıklık ve topuk duraylıgını kritik olarak etkilemediği görülmektedir. Ancak, belirgin bir etki olmamasına rağmen kömür panosunun maksimum yatay gerilmeye dik doğrultuda konumlandırılmasının duraylık açısından derinlikle birlikte daha da artan bir avantaja sahip olduğu gözlenmektedir. Bununla birlikte, P_v 'nin maksimum birincil gerilme bileşeni olduğu derinlik seviyelerinde ($P_v=3P$), galerilerin maksimum yatay gerilmeye dik olarak yönlendirilmesinin özellikle açıklıkların tavan ve taban duraylıgı açısından daha avantajlı olduğu belirgin olarak görülmektedir. Şekil 9'da ise sağlam

tavan-zayıf (yumuşak) taban tabakalarına sahip bir yeraltı kömür damarındaki sıralı topuk dizilerinin, uzun eksenlerinin maksimum yatay gerilmeye paralel ve dik olduğu konumların karşılaştırılması her bir derinlik seviyesi (sıg, orta sıg ve derin) için verilmiştir.

Şekil 9'da görülebileceği gibi, kömür damarının yumuşak taban tabakası üzerinde bulunduğu tavan tabakasının sağlam olduğu durumlarda, maden topuk dizisinin maksimum yatay gerilmeye paralel olarak oluşturulması sıg derinlikte ($P_v=P$) duraylık açısından belirgin olarak daha avantajlıdır. Bu tabaka koşullarında sahip bir kömür damarı için P_v 'nin maksimum birincil gerilme bileşeni olduğu derinlik seviyelerinde ($P_v=3P$), maksimum yatay gerilmeye dik olarak yönelmenin açıklıkların tavan duraylıgı açısından oldukça avantajlı olduğu söylenebilir.

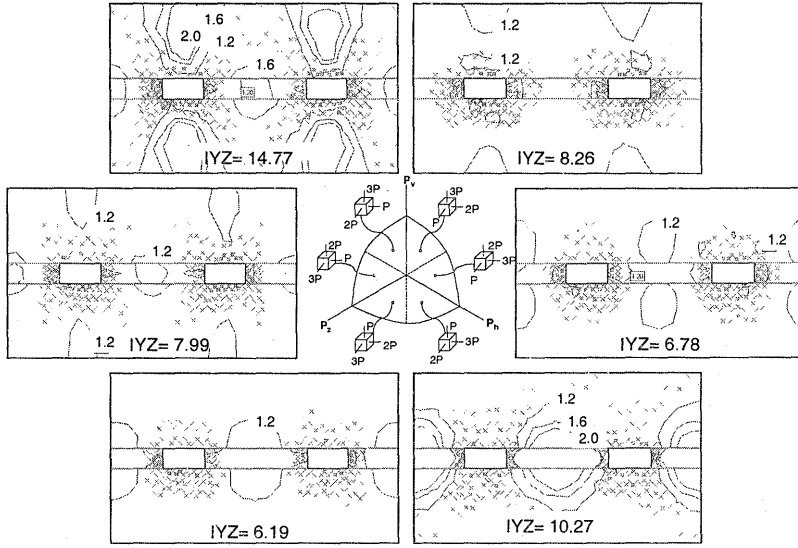


Şekil 9 Sağlam tavan, yumuşak taban koşullarında anizotropik birincil gerilme alanının duraylık üzerindeki etkileri.

Son olarak Şekil 10'da ise zayıf (yumuşak) tavan-taban tabakalarına sahip bir yeraltı kömür damarındaki sıralı topuk dizilerinin, uzun eksenlerinin maksimum yatay gerilmeye paralel ve dik olduğu konumların karşılaştırılması her bir derinlik seviyesi (sıg, orta sıg ve derin) için verilmiştir.

Şekil 10'da görülebileceği gibi, sıg derinliklerde kömür damarının yumuşak taban ve tavan tabakası

arasında bulunduğu durumlarda kömür panosunun maksimum yatay gerilmeye paralel olarak oluşturulması duraylık açısından olarak daha avantajlıdır. Bununla birlikte, özellikle aşırı derinlerde ($P_v=3P$) pano doğrultusunun maksimum yatay gerilmeye dik olarak yönlendirilmesi duraylık açısından daha olumlu gözükmektedir. Bu duruma benzer sonuçlar sağlam tavan-yumuşak taban tabakası durumunda da gözlenmiştir.



Şekil 10 Yumuşak tabaka koşullarında anizotropik birincil gerilme alanının duraylılık üzerindeki etkileri.

4 SONUÇLAR

Araştırma sonucunda bulunan sonuçlar şu şekilde özetlenebilir;

1. Kömür damarlarında en uygun pano yönelimi yalnızca yatay gerilmelere değil aynı zamanda düşey gerilmelere de bağlıdır.
2. Özellikle zayıf tavan ve taban koşulları altında açıklık yönelimin yatay birincil gerilmeye göre olan konumunun duraylılık üzerindeki etkilerine dikkat edilmelidir.
3. P_v 'nin minimum asal birincil gerilme bileşeni olduğu sığ derinlik seviyelerinde ($P_v=P$), açıklık uzun ekseninin maksimum yatay gerilmeye paralel şekilde yönlendirilmesinin duraylılık açısından daha olumlu olduğu söylenebilir. Benzer sonuçlar, literatürdeki çalışmalarda da bulunmuştur.
4. Düşey gerilme bileşeninin ara ve maksimum gerilme bileşeni olduğu orta ve derin seviyelerde ($P_v=P$ ve $P_v=2P$), açıklık uzun ekseninin maksimum yatay gerilmeye dik (minimum yatay gerilmeye paralel) şekilde yönlendirilmesinin duraylılık açısından daha avantajlı olduğu gözlenmektedir.

Bu çalışma sırasında, açıklık uzun eksenlerinin maksimum yatay birincil gerilmelere dik ve paralel olduğu durumlar duraylılık açısından araştırılmıştır.

Açıklık uzun eksenlerinin her zaman maksimum yatay gerilme doğrultusuna dik yada paralel yönde konumlandırılmayacağı için açıklık uzun eksenlerinin maksimum yatay gerilmeyle yapacakları açının duraylılık üzerindeki etkileri pano tasarımı sırasında dikkate alınmalıdır.

Çözümlemelerde, kömür damarının yatay düzlem üzerinde uzandığı varsayılarak kömür damarının eğimli olduğu durumlar dikkate alınmamıştır. Bu nedenden dolayı, en uygun pano yönünün damar eğiminden ne derecede etkileneceği kestirilememiştir. Eğimli damarlarda çalışılırken damar eğiminin duraylılık üzerindeki etkisi ayrıca araştırılmalıdır.

Sayısal modellerde her ne kadar farklı tabaka koşulları göz önüne alınsa da, çatlak ve eklem sistemleri gibi süreksizlikler oluşturulan sürekli modele eklenememiştir. Bu nedenle, yatay gerilme doğrultusunun tavan tabakasındaki süreksizliklere etkisi ihmal edilmiştir. Pano tasarımı sırasında bölgesel özellikler de göz önünde bulundurulmalıdır.

KAYNAKLAR

- Agapito, J.F.T. & Gilbride, L. J. 2002. Horizontal stresses as indicators of roof stability. 2002 *SME Annual Meeting*. Preprint 02-056:11 p.
- Amadei, B. and Stephansson, O. 1997. *Rock stress and its measurement*. London: Chapman & Hall.
- Diederichs, M.S. & McCreath, D.R. 1994. Assessment of near-field rock mass fracturing around a potential nuclear fuel waste repository in the Canadian shield. *Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geo. Abstr.*, Vol.31 No.5: pp. 457-470
- Dolinar, D.R. 2003. Variation of horizontal stresses and strains in mines in bedded deposits in the eastern and midwestern United States. 22nd *International Conference on Ground Control in Mining*. pp 178-185.
- Esterhuizen, G.S. & Iannacchione, A.T. 2004. Investigation of pillar-roof contact failure in Northern Appalachian stone mine workings. In *Proceedings of the 23th International Conference on Ground Control in Mining*, pp. 320-326.
- Gerçek, H. 2005. Kişisek görüşme.
- Gerçek, H. & Geniş, M. 1998. Yönlerle bağlı birincil gerilme alanının yeraltı açıklıklarının duraylılığına etkisi. 4. *Ulusal Kaya Mekanik Sempozyumu Bildiriler Kitabı*. TUKMD. s. 235-246.
- Gerçek, H. & Geniş, M. 1999. Effect of anisotropic in situ stress field on the stability of underground openings. *Proc. of the 9th International Congress on Rock Mechanics* (eds. G. Vouille and P. Berest). ISRM: A.A. pp. 367-370.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1980. *Underground excavations in rock*. London: IMM.
- Hoek, E., Wood, D. and Shah, S. 1992. A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterisation EUROCK'92* (ed. Hudson). ISRM: pp. 209-214.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. 1995. *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: A.A. Balkema. 215 p.
- Iannacchione, A.T. and Prosser, L.J. 1998. Roof and rib hazard assesment for underground stone mines. *SME Annual Meeting*. Preprint 97-113: 5 p.
- Koçkar, M.K. & Akgün, H. 2004. İlk su tünellerinin jeoteknik değerlendirmesi. *İMO Teknik Dergi*. 2004 3191-3214 Yazı 214: 24 s.
- Mark, C. 1991. Horizontal stress and its effects on longwall ground control. *Minig Engineereng*. Vol. 43. No. 11: pp. 1356-1360.
- Mark, C. & Mucho, T. P. 1994. Longwall mine design for control of horizontal stress. *Proceedings. New Technology for Longwall Ground Control*. U. S. Bureau of Mines Technology Transfer Seminar. Special Publication 01-94: pp. 53-76.
- Meyer, L.H.I, Stead, D. and Coggan, J.S. 1999. Three dimensional modelling of the effects of high horizontal stress on underground excavation stability. *Proc. of the 9th International Congress on Rock Mechanics* (eds. G. Vouille and P. Berest). ISRM: pp.411-416.
- Morris, C.J. 1990. The influence of rock mechanics on mine design. British Coal Corporation Technical Department. Head of rock mechanics branch. Technical department.
- Peng, S.S. 1986. *Coal mine ground control*, second edition. Canada: John Wiley & Sons.
- Ribacci, R. 2000. Mechanical tests on pervasively jointed rock material: insight into rock mass behaviour. *Rock Mechanics and Engineering*. Vol. 33 No.4: pp. 243-266.
- Rocscience 2004. Phase2 v5.0. <http://www.rocsience.com/products/phase2.asp>
- Siddall, R.G. & Gale, W. 1992. Strata control - a new science for an old problem. *Trans. Instn Min. Metall. (Sect. A: Min. industry)*. Vol. 101: pp. A1-A12.
- Ulusay, H. & Sönmez, R. 2002. A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies. *Hacettepe Üniversitesi Yerbilimleri Uygulama ve Araştırma Merkezi Bülteni*. 26 (2002) 77-99: 23 p.
- Wuest, W.J. 1992. Controlling coal mine floor heave an overview. Information Circular 9326. United states department of the Interior. 17 pp.
- WSM 2005. World Stress Map Project <http://www.world-stress-map.org>

Yenikapı-Unkapanı Metro Tünelleri Güzergahındaki Oturmaların Değerlendirilmesi

The assessment of surface subsidence along the Yenikapı and Unkapanı Tunnel route on Istanbul Subway

Y. Mahmutoglu¹, E.Usta² & G. Şans¹

¹*İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34469 Maslak, İstanbul*

²*Tekfen Mühendislik A.Ş. Büyükdere Cad. No:209 Tekfen Tower, 4. Levent 34394 Şişli, İstanbul*

ÖZET: Kent içi yeraltı kaya yapılarının yapım süreçlerinde, yeraltı kazılarının ortamın davranışı üzerindeki etkilerini ölçerek izlemek, önem ve gereklilik taşımaktadır. Bu ölçüm ve gözlemler, kazı planlaması ve tünel tasarımına büyük katkı sağlamakta, istenmeyen deformasyonların önceden görülerek denetim altına alınmasına olanak tanımaktadır. İstanbul Metrosu'nun Yenikapı-Unkapanı arasındaki kesimi, geliş-gidiş tünellerine karşılık gelen çift hat olarak tasarlanmış olup iki tüpün toplam uzunluğu 5,2 km dir. Bu çalışmada, metro projesinin ikinci aşaması içerisinde yer alan Yenikapı-Unkapanı güzergahında yüzeyde oluşan oturmalar ile karşılaşılan ortam koşulları irdelenmiştir.

ABSTRACT: Measurement and monitoring of the vertical displacements as a result of the underground excavations in heavy urbanized areas have big importance to avoid from potential damage of surface structure on the route. By these measurements, it is possible to recognize harmful deformation, to take necessary precautions and verify the tunneling methods. The part of the Istanbul Subway between Unkapanı and Yenikapı around the old and historical centre of the city has been under construction as twin tunnels corresponding to each directions and the total length of two tunnels is 5.2 km. It is attempted to find out the relations between basic geological situation and surface subsidence depends on the tunnel excavation in this region.

1 GİRİŞ

Bu çalışmada, İstanbul Metrosu 2. Aşama 2. Kısım tünel inşaatının yapıldığı Yenikapı-Unkapanı güzergahında karşılaşılan kaya, zemin, dolgu niteliğine sahip ortamlarla ilgili önemli bir ekonomik maliyeti olan arazi, sondaj, ölçüm-gözlem ve laboratuvar çalışmalarının derlenmesi, mühendislik jeolojisi veri bankasının oluşturulması ve gelecekte bu ortamlarda yapımı planlanan çalışmalara ışık tutabilecek bilgilere dönüştürülmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla projenin bir parçası olan jeoteknik ölçümlerin üzerinde durulmuş, özellikle yeraltı kazısına bağlı yüzeyde oluşan oturmalar mühendislik jeolojisi verileri ile ilişkilendirilmiştir.

İncelenen güzergahın üstyapılar ve yapıyapı dolgularla örtülü olması nedeniyle mühendislik jeolojisi modelinin oluşturulmasında, metro projesinin farklı aşamalarında yapılmış olan 76 adet araştırma ve 20 adet jeoteknik ölçüm sondajına ait veriler kullanılmıştır. Tünel kazıları sırasında oluşan yüzey deformasyonları kazı öncesi hat üzerine

yerleştirilen çok sayıdaki sistematik oturma bulonları yardımıyla izlenmiştir. Kazıdan etkilenen bölgenin belirlenmesine yönelik ölçümler kazı kesiti değişimleri de dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

Anılan kesimde açılan tünellerde farklı jeolojik ortam koşulları ile karşılaşmıştır. Tüneller jeomekanik özellikleri birbirinden oldukça farklı iki ayrı ortamın dokanağına yakın geçmektedir. Belirli kısımlarda, tünel kazı kesiti tabanında kaya (Trakya formasyonu), tavanında ise Miyosen yaşlı iyi pekişmemiş kum ara düzeyleri içeren konsolide kil (Güngören formasyonu) geçilmiştir. Projelendirme aşamasında üst yapıda hasara neden olabilecek deformasyonların denetlenmesi amacıyla tünel içerisinde ve yüzeyde sistematik ölçümler öngörülmüştür. Yenikapı-Unkapanı arasında, özellikle Yenikapı bölgesindeki ana hat (A tipi) tünellerinde, deformasyonlar yüzeye kadar yansımış ve yer yer istenmeyen sınırların dışına taşmıştır. Kazı boşluğunun yüzeyde oluşturduğu etkileri (tasman) sınırlandırmak için son yıllarda ülkemizde

de sıkça başvurulmuş tünellerin açma yönteminin “Koruyucu Şemsiye” uygulanması zorunluluğu ortaya çıkmış, kaya-zemin geçişlerinin bulunduğu noktalarda, deformasyonları sınırlandırmak için kazı öncesi aynanın etrafında oluşturulan bu tür uygulamaya geçilmiştir. Daha sonra ana kayanın geçildiği kesimlerde de sürdürülen bu uygulama sonrasında deformasyonlar önemli ölçüde önlenmiştir. Kritik yüzey oturmalarına neden olan Güngören Formasyonu ile tünelin önemli bir kısmında geçen Trakya Formasyonu’nun yerel özellikleri ayrıca irdelenmiştir

2 KAYA VE ZEMİN ÖZELLİKLERİ

2.1. Jeolojik durum

Yüzeyde sınırlı alanlarda görülen mostralardan, güzergah üzerinde yapılan araştırma sondajları ve ölçüm-izleme amaçlı sondajlar ile tüneller kazısı sırasında aynada yapılan gözlemlerden bölgedeki ana kayayı Trakya Formasyonu oluşturduğu saptanmıştır. Az pekişmiş kum ara tabakaları içeren konsolide kil (Güngören Formasyonu) bu birimi uyumsuz olarak örtmektedir. Yüzey deplasmanları açısından kritik ortam koşullarının bulunduğu Lycos (Bayrampaşa) deresi yatağının geçtiği bölgede en üstte güncel altıvyonlar ile kalın yapay dolgular bulunmaktadır (Şekil 1). Laleli ile Yenikapı arasında kalan bölgenin geçmişte dolgu sahası olarak kullanıldığı ve eski Lycos deresi yatağının doldurulduğu Osmanlı kayıtlarından bilinmektedir.

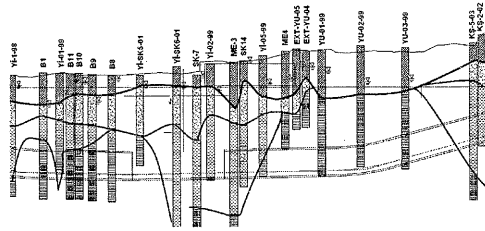
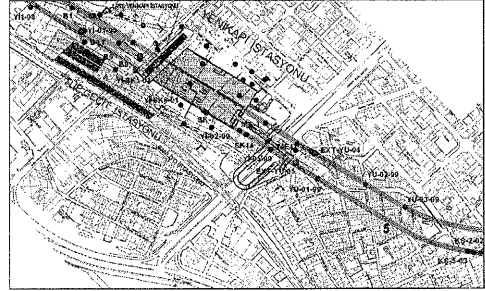
2.1.1. Trakya Formasyonu (Karbonifer)

Bu formasyon genellikle kumtaşı, silttaşı, kiltası ve şeyillerden oluşmaktadır. Kırıntılı istif yer yer andezit veya daha bazik karakterdeki dayklar tarafından kesilmektedir. Tüneller içerisinde karşılaşılan kumtaşlarının tabaka kalınlığının yer yer 50–100 cm ye ulaştığı saptanmıştır. Kumtaşı seviyeleri genellikle ince-orta kum boyunda, kötü boylanmış, bol mika, kuvars, feldispat mineralleri ve yabancı kayaç kırıntılarından oluşmaktadır. Taneler demirli ve silisli çimento ile bağlanmış. Bu birimin sedimantolojik özellikleri derin denizel bir ortamda çökelmiş olduğunu ortaya koymaktadır. Trakya Formasyonu, inceleme alanının temelini oluşturmakta ve Miyosen yaşlı Güngören kili tarafından açılı uyumsuzlukla örtülmektedir.

2.1.2. Güngören Formasyonu (Üst Miyosen)

Tüneller güzergahında karşılaşılan Güngören Formasyonu’nun (Süleymaniye kili) esas litolojisi kil olup araseviyeler halinde marn, kum seyrek olarak da kireçtaşı mercekleri içermektedir. Kil

düzeyler yeşil, marnlar ise kirli beyaz renkte olup orta sert-yumuşak niteliktedir (Şekil 2). Surlar içerisinde 0–20 m. kalınlıkta olan kil ve marnlar tüneller güzergahı dışında Edirnekapı-Fatih arasında, Çapa, Aksaray, Yenikapı, Cerrahpaşa, Beyazıt, Sultanahmet, Silivrikapı, Belgratkapı, Samatya civarlarındaki geniş bir alanda izlenir. İstanbul Üniversitesi Fen-Edebiyat Fakülteleri’nin temellerinde 4-13 m. kalınlıktaki dolgunun altında yeşil killeri bulunmaktadır. Miyosen yaşlı (Arıç, 1955) konsolide killeri, Laleli-Yenikapı arasında tüneller düzeyinde de karşılaşılmıştır.



Ar. Kapı	Çelme Tünel	Derin Kazı	Çelme Tünel
Kil (m)	2.5	2.5	2.5
Kazı Kütü	2.5	2.5	2.5
Bazılgıncı	2.5	2.5	2.5
Uzunluk (m)	2.5	2.5	2.5
İm	2.5	2.5	2.5
Litoloji	Kumtaşı	Kil	Kumtaşı
	KORUYUCU	KORUYUCU	KORUYUCU
	YENİKAPIS	YENİKAPIS	YENİKAPIS
	NATM	NATM	NATM

Şekil 1. Tüneller kazısına bağlı kritik yüzey deformasyonlarının oluştuğu kesim



Şekil 2. Yenikapı bölgesinde Hat 1 tüneller aynasında karşılaşılan Güngören kili

2.1.3. Alüvyon

İstanbul'un vadileri ve nispeten çukur olan kısımları ile Marmara Denizi ve Boğaz'a kıyısı olan kesimleri yüzlerce yıldan beri araziye düzeltmek için toprak ve molozlarla doldurulmuştur. Bu tür alanlardan biri de Bayrampaşa (Lycos) deresidir. Bu dere Edirnekapi ile Topkapı arasından Yenikapı'ya doğru uzanmakta olup vadi karakterini halen korumaktadır. Vatan caddesi bu dere içindedir.

Haliç kıyılarında ve Haliç tabanında alttaki Paleozoik temel üzerinde değişik kalınlık gösteren (kıyılarda 0.70–12 m; Haliç tabanında 40–50 m) Kuşdili Formasyonu (Meriç, 1991) tabanda denizel kavkılar içeren kumlarla başlamakta, üstte doğru silt, kil ve en üstte bataklık ortamında oluşmuş organik kile dönüşmektedir. Yenikapı İstasyonu'nun bulunduğu noktada tünel kazı kotu üzerinde bu birimle karşılaşmıştır (Şekil 1). Gevşek yapıdaki alüvyonlar geçirimli ortam niteliği taşır.

2.1.4. Yapay dolgu

İnceleme alanında yapay dolgular kıyılardan itibaren kara yönünde genellikle azalmaktadır. Güzergah üzerinde yapılan sondaj verilerinden dolgu kalınlığının 2–14 m arasında değiştiği saptanmıştır. Bölgede karşılaşılan dolgular genellikle gevşek niteliktedir. Ancak, Laleli ve Beyazıt civarında karşılaşılan dolguların daha eski ve iyi sıkışmış oldukları kuyu içerisinde yapılan standart penetrasyon ve pressiometre deneylerinden anlaşılmıştır.

2.1.5. Andezit ve diyabaz daykları

İnceleme alanı ve çevresinde, Paleozoik yaşlı anakaya değişik kalınlıktaki andezit ve diyabaz daykları tarafından kesilmektedir. İncelenen metro tünellerinde de benzer dayklarla karşılaşmıştır.

2.2. Jeomekanik özellikler

İncelenen kesimdeki araştırma kuyuları içerisinde ve bu kuyulardan alınan örnekler üzerinde laboratuvara çok sayıda deney yapılmıştır. Arazide standart penetrasyon ve pressiometre deneyleri, laboratuvarında ise fiziksel ve mekanik deneyler yapılmıştır. Ayrıca tünel kazısı sırasında aynada yapılan gözlem ve ölçümlerden anakaya kaya kütlesi sınıflamasına (Bienawski, 1989) göre sınıflanmıştır. Tünel güzergahında karşılaşılan birimlerin özellikleri aşağıda ayrı ayrı özetlenmiştir.

2.2.1. Anakaya (Trakya Formasyonu)

Bölgede anakaya genellikle kumtaşı ve silttaşı ile temsil edilmektedir. Anakaya seyrek olarak çakıltası tabakaları içerir. Sondajlarda belirlenen RQD

değerinin % 10 u 75 in üzerinde, % 65 i ise 50 nin altındadır. Aynada yapılan incelemelere göre kaya ortamın zayıf-orta kaya sınıfında olduğu belirlenmiştir (Usta, 2005).

Çizelge 1: Anakayanın fiziksel ve mekanik özellikleri

Özellikler		
Arazi	Limit basınç (kg/cm ²)	> 24
	Pressiometrik modül (kg/cm ²)	304–3172
Laboratuvar	Birim hacim ağırlığı (ton/m ³)	2,41–2,68
	Su emme (%)	1,37–9,78
	Boşluk oranı (%)	1,38–10,8
	Basınç direnci (kg/cm ²)	39,6–792
	Elastisite modülü (kg/cm ²)	55000–198000

Trakya Formasyonu'nun fiziksel ve mekanik özelliklerinin geniş bir aralıkta değişmesi genellikle litoloji ve ayrışma derecesi ile ilişkilidir.

2.2.2. Güngören Formasyonu

Laleli-Yenikapı arasında tünel düzeyinde karşılaşılan bu birimin geçilmesi sırasında yüzeyde üstyapı hasarlarına neden olabilecek büyüklükte düşey yer değiştirmelerin olduğu görülmüştür. Gevşek kum ara tabakaları içeren konsolide kil birimi yüksek plastisiteye sahiptir.

İncelenen kesimde yapılan 286 SPT deneyinden bu birim için elde edilen N₃₀ değeri 15–35 arasında değişmektedir. Çizelge 2'de Güngören Kili'nin fiziksel ve mekanik özellikleri ile kıvam limitleri birlikte verilmiştir. Kuyu içerisinde yapılan pressiometre deneyleri uygulandığı derinlikler 9,5–27,5 metre arasındadır. Kil biriminin yumuşak-çok katı kıvamda ve yüksek plastisiteli olduğu saptanmıştır (Çizelge 2).

Çizelge 2: Koska Şaftı civarındaki Güngören Kili'nin fiziksel-mekanik özellikleri ve kıvam limitleri

Özellikler		
Arazi	Standart penetrasyon direnci N ₃₀	14–50/15–35
	Limit basınç (kg/cm ²)	5,4–22,3
	Pressiometrik modül (kg/cm ²)	31–483
Laboratuvar	Özgül ağırlığı	2,50–2,78
	Su muhtevası (%)	24–44,1
	Likit Limit (%)	29–90
	Plastik Limit (%)	10–25
	Plastisite İndeksi (%)	19–65
	Serbest basınç direnci (kg/cm ²)	0,32–4,4
	Kohezyon (kg/cm ²)	0,14–0,89
	İçsel sürtünme açısı	4–14

2.2.3. Denizel ve Karasal Alüvyonlar

Yenikapı bölgesinde, gömülü Lycos vadisinin bulunduğu kesimde, yapay dolguyla örtülmüş, tünel kotu üzerindeki kalınlığı 7–8 metreye ulaşan karasal ve denizel (haliç çökeli) alüvyonlar bulunmaktadır.

Kavkı içeren kumlu düzeylerin baskın olduğu noktalarda N_{30} değeri 2–30 arasında değişmektedir. Birim yer yer bataklık ortamını temsil eden organik kil içermektedir. Yeraltı suyu içeren alüvyoner oluşum genellikle yumuşak ve gevşek özelliktedir. Yüzeyden 8 metre derinlikte uygulanan pressiometre deneyinde, limit basınç $3,6 \text{ kg/cm}^2$, pressiometrik modül ise 23 kg/cm^2 olarak elde edilmiştir.

2.2.4. Yapay dolgular

Yapay dolgular üzerinde yapılan SPT deneylerinden elde edilen sonuçlara göre belirli noktalardaki dolgu sıklığının derinliğin fonksiyonu olarak arttığı görülmüştür. Bu durum taş, toprak, tuğla, tahta gibi malzemeler içeren bazı dolguların eski “antik” dönemde yapıldığının bir kanıtı olarak değerlendirilebilir. Heterojen olması nedeniyle birim için elde edilen N_{30} değerleri geniş bir aralıkta değişim gösterir.

3. TÜNEL AÇIM YÖNTEMİ VE TEKNOLOJİSİ

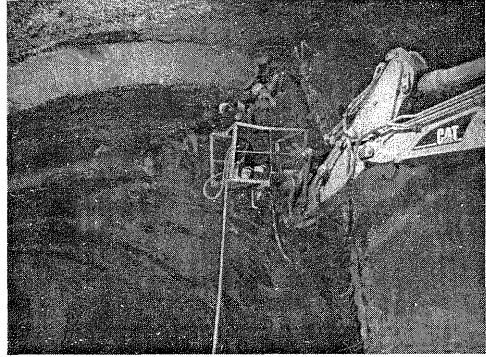
Metro tünelleri, çift hattan oluşan ana tüneller (A), makas tüneller (T), bağlantı tünelleri (B), çift hat tüneller (C) gibi farklı kazı kesitlerine sahiptir. Ana tünellerde Yenikapı'dan Unkapanı'na gidiş Hat-1, dönüş ise Hat-2 olarak isimlendirilmiştir. Ana tüneller dairesel, T ve C tipi tüneller ise elips geometrisindedir. A tipi tünellerin kazı kesiti alanı $35,3\text{--}37,9 \text{ m}^2$, T tipi tünelin ise $101,2 \text{ m}^2$ dir. Ana tünellerin kazıları aynı yönde ilerletilirken aynalardan biri diğerinin belirli mesafede ilerisindedir.

Bu çalışmaya konu edilen kritik yüzey deformasyonlarının irdelendiği Laleli, Yenikapı arasındaki kısımda A ve T tipi kazı kesitleri bulunmaktadır. İlk projelendirme aşamasında, tünel tip kesitleri ve ortam özellikleri esas alan destekleme elemanları öngörölmüş olup tünellerin Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu'na göre imal edilmesi planlanmıştır (Çizelge 3).

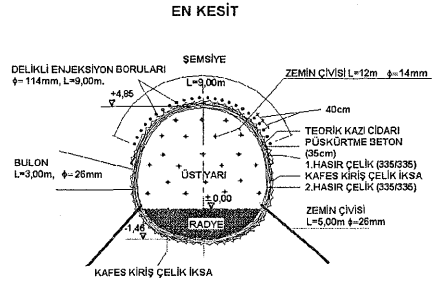
Çizelge 3: Ana hat tünelleri ön destekleme sistemleri

Tünel Tipi	A1	A2	A3	A4	Modifiye A4 (A4+Şemsiye)
Kesit (m^2)	35,3	36,8	36,8	37,9	42,6
Kaya Sınıfı	Sağlam	Orta	Zayıf	Çok Zayıf	Çok Zayıf veya Zemin
İksa	-	+	+	+	+
Hasır	Tek kat	Tek kat	Çift kat	Çift kat	Çift kat
P.Beton	10-15cm	20cm	20cm	25-30cm	35cm
Bulon	4-5	6-7	7-8	7-8	4
Sürgü	-	12	20	30	-
Ano boyu (m)	1,5	1,0-1,2	0,8-1,0	0,6-0,8	0,6
16-24 adet 12m uzunlukta aynada zemin çivisi, 24-30 adet aynanın üzerini saran şemsiye 9 m. uzunluğundaki şemsiye boruları, 2 adet ayak zımbalama çivisi					+

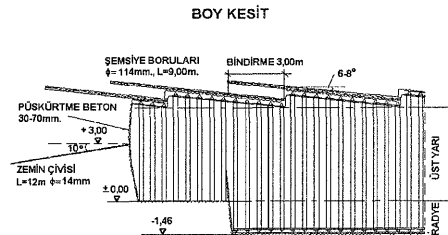
Ancak anılan kesime ulaşıldığında karşılaşılan ortamın zayıf olması nedeniyle kritik düzeye erişen yüzey oturmaları, bu ortamın kazı öncesi sağlamlştırılması ve desteklenmesini gerekli kılmıştır. Tünel açım tekniği modifiye edilmiş, kazı öncesi koruyucu şemsiyenin “umbrella arch” oluşturulması kaçınılmaz hale gelmiştir (Şekil 3). Bu uygulama ana hat ve makas tünellerinin kazı kesitinin artmasına neden olmuştur. A ve T tipi tünellerin kazı kesitleri sırasıyla % 12,4 ve % 14,8 büyütülmüştür (Şekil 4). Sonuçta, projenin tamamlanmasında gecikmeler oluşmuş ve tünel açım maliyeti önemli düzeyde artmıştır.



Şekil 3. Ana hat tüneline koruyucu şemsiyenin uygulanması



EN KESİT



BOY KESİT

Şekil 4. Yenikapı bölgesinde, kritik düşey deformasyonların olduğu bölgedeki koruyucu kemer uygulaması

4. KAZI BAĞIMLI OTURMALAR

Yeraltı ve yerüstü kazılarının davranışlarını izleme günümüzdeki çağdaş uygulamalar arasındadır. Böylelikle, kazı çalışmaları ve yeraltı yapısının tasarımına büyük katkı sağlanmaktadır.

Yerinde izleme ölçümleri yardımıyla elde edilen nitelikli veriler, destekleme elemanlarının doğru boyutlandırılması ve ortam davranışının iyi anlaşılmasına olanak tanımaktadır. Ulaşılmak istenen amaç yeraltı kazılarının duraylık koşullarının sağlanmasıdır. Tünel kazısı tasarımının temelinde destekleme sistemlerinin tasarımı yatmaktadır (Hook & Brown 1980).

Özellikle yoğun yerleşim alanlarının altından geçen yeraltı kazılarının izlemesi olası üstyapı hasarlarından kaçınmak için şarttır. Yapım aşamasındaki ölçüm ve gözlemle, ilk tasarımın kontrolü imalat aşamasında mümkün olmaktadır.

Metro mühendisliğinde jeoteknik açıdan temel hedef, mevcut altyapı ve üst yapıların olumsuz yönde etkilenmesini engelleyecek en uygun yöntem ve önlemlerin seçimidir. Bu nedenle deformasyonları denetleyici açım ve imalat teknikleri kaçınılmazdır (Vardar 1994).

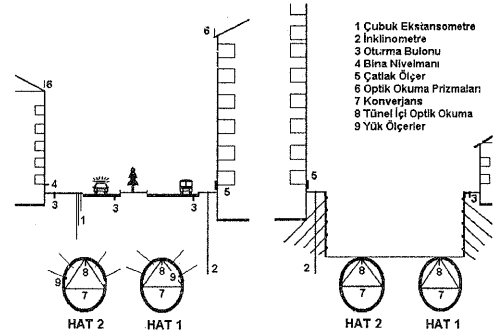
4.1. Jeoteknik ölçümler

Zemin ve kaya mekaniği ile ilgili problemlerin çözümünde doğrudan uygulama alanına sahip bir bilim dalı haline gelen jeoteknik ölçümler son yıllarda gelişerek farklı uygulamalarda vazgeçilmez izleme teknikleri olarak yerini almıştır. Bu tip ölçümler uygulama projesinin karakteristikleri dikkate alınarak projelendirilir.

Bütün diğer mühendislik yapılarında olduğu gibi tünelin inşaatında karşılaşılabilecek problemler önceden bilindiğinde, tünel tasarımında elverişsiz zemin koşulları ve potansiyel problemler dikkate alındığında, olabilecek masraflı gecikmeler ve tünelin yeniden projelendirilmesi gibi sorunlardan kaçınılabilir. Yoğun araştırmaların yapıldığı tüneller, çoğunlukla potansiyel problemlere önceden rasyonel çözümler getirilerek, zamanında ve belirlenen bütçe ile bitirilebilmektedir.

İstanbul Metrosu'nun Yenikapı-Unkapanı arasındaki kesimi, tarihi yarımadadaki yoğun yapılaşmanın bulunduğu bir hattın altından geçmektedir. Bu nedenle yeraltı kazılarının izlenmesi zorunludur. Metro tünellerinin projelendirilmesi aşamasında bu durum göz önünde tutularak farklı ölçüm ve izleme teknikleri öngörülmüştür (Şekil 5). Bu çalışmada yalnızca, metro hattının Koska Şaftı (Laleli)- Yenikapı Şaftı boyunca, yüzey oturumlarını denetlemek amacıyla tesis edilmiş olan yüzey bulonu okumaları

değerlendirilmiş, elde edilen sonuçlar kazı ortamı özellikleri ve jeolojik yapı ile ilişkilendirilmiştir.



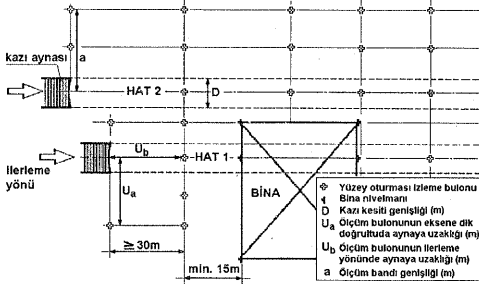
Şekil 5. İstanbul Metrosu'nda kullanılan jeoteknik ölçüm ve izleme sistemleri

Sığ tünellerin açımı sırasında bazı nedenden dolayı yüzeyde oturma meydana gelmektedir. Bunlardan ilki, yeraltı açıklığının oluşturulması sırasında, açıklığın etrafındaki ilksel gerilme durumunun değiştirilmesi nedeniyle, yeraltı kaya yapısının geometrisi, büyüklüğü, kazı-destekleme yöntemi ve ortamın direnç -davranışının denetiminde kalınlığı zamanla değişen plastik bir zonun oluşmasıdır. Bu zonun dışında oluşan gerilme kemeri "koruyucu kemer" uygun ve yeterli önlem alınmadığında zamanla açıklıktan uzaklaşarak yüzeye kadar ulaşmakta ve yüzeyde oturmalara neden olabilmektedir. İkinci neden zemin koşullarının uygun olmaması durumunda, özellikle konsolide olmamış kil ve siltlerde yer altı açıklığı ortamın drenajına olanak tanımaktadır. Bu durum konsolidasyon oturmasının nedenidir. Ayrıca suya doygun akıcı nitelikteki ayrık ortamların açıklığa doğru hareketi de yüzeye kadar yansımaktadır. Öte yandan, ortamda anizotropiye neden olan fay ve diskordans gibi makroskopik süreksizlikler, üst yapı hasarlarının esas nedeni olan diferansiyel oturma açısından önemlidir.

4.1.1. Yüzey oturmalarının izlenmesi

Tünel aksını dik kesen doğrultular üzerinde yüzeydeki oturma profilini izlemek için tünel ekseninden her iki yöne genişliği "a" mesafesi kadar olan hat boyunca oturma bulonları çakılmış ve düzenli ölçümler yapılmıştır. Nivelman ölçüm hatları, binaya en az 15 m. uzaklıkta olmak üzere bina bölgesinde ve devamında yeterli sayıda oluşturulmuştur (Şekil 6). Oturma bulonları, yüzeyleri galvanizle korunmuş 20 mm. çaplı nervürlü çelikten imal edilmiştir. Bulonların boyları, minimum 25 cm. olup montaj esnasında çevreleri su-çimento karışımıyla doldurulmakta, harç prizlenmesi sonrası referans değer için ilk okumalar

yapılmaktadır. Tünel güzergahının yakınındaki binalara yaklaşırken, binaların üzerine yerleştirilen noktalarda ve yüzeyde düzenli olarak nivelman ölçümleri yapılmıştır. Binalarda ölçüm yapılacak noktaların yerleri temelde oluşabilecek farklı oturmaları izleyebilmek için ölçüm noktaları olarak genellikle binaların köşe noktaları seçilmiştir.



Şekil 6. İstanbul Metrosu Yenikapı-Uncapın arasındaki oturma izlemesi amacıyla oluşturulan yüzey ve bina nivelmanı paterni ve değerlendirmede dikkate alınan U_a ve U_b mesafeleri

Binalar için öngörülen diferansiyel oturma sınırı $S_{max} < 1:500$ olarak alınmıştır. Günümüze kadarki çalışmalar bu değerin yapılarda hasar görme sınırı olarak ileri sürülmektedir (Peck, 1976; Skempton & McDonald, 1956; Polshin ve Tokar, 1975).

Bina üzerinde ve yeryüzündeki nivelman ölçümleri, ayna kazısı ölçüm noktasına 30 m. yaklaştığı andan itibaren düzenli olarak yapılmıştır. İstanbul Metrosu'nda, kritik bina geçiş bölgelerinde, ölçüm hattı genişliği (a), çapı D olan tünelin tavanı ile yüzey arasındaki Z kalınlığı (örtü kalınlığı) na bağlı öngörülmüştür. Bu noktalarda a mesafesi;

$$\begin{aligned} Z < D &\Rightarrow a \geq 2,5 D \\ D < Z < 2D &\Rightarrow a \geq 2,0 D \\ Z > 2D &\Rightarrow a = D \end{aligned}$$

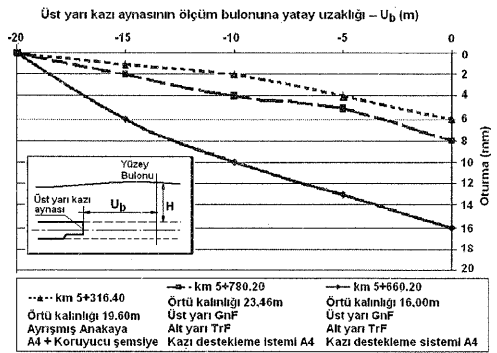
şeklinde seçilmiştir. Ancak kritik koşullarda ölçüm hatlarının genişliği ve yüzey bulonu sıklığı artırılmıştır.

İrdelenen bölgede yapılan ölçümlerinden elde edilen oturma değerleri, örtü kalınlığı, ortamın litolojik özellikleri ve tünel kazı kesiti ve açma yöntemi gibi parametreler dikkate alınarak iki farklı doğrultu için irdelenmiştir. Bunlardan ilkinde kazı aynasının ölçüm bulonuna yaklaşması durumu irdelenmiş, diğerinde ise ölçüm bulonlarının tünel eksenine dik uzaklıkları göz önünde tutularak ayrı bir değerlendirme yapılmıştır. Deformasyon izleme bulonlarının tünel eksenine dik uzaklıkları U_a , kazı

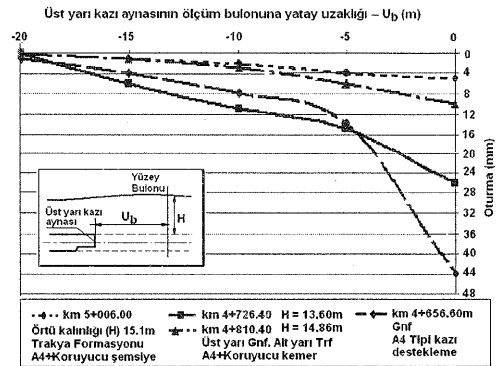
aynasının eksen üzerindeki ölçüm bulonuna yatay uzaklığı ise U_b olarak isimlendirilmiştir.

4.1.2. Koska Şaftı-Yenikapı Şaftı arasında kazı bağımlı düşey yer değiştirmeler

Koska Şaftı ve Yenikapı Şaftı bölgesindeki A tipi ana hat tünelinin üst yarı kazı aynasının eksen üzerindeki bulonlara yaklaşırken oluşan deformasyonlar Şekil 7 ve Şekil 8'de grafik olarak gösterilmiştir. Bu grafiklerden de izlendiği gibi kazı aynası eksen üzerindeki bulona yaklaşırken belirli bir mesafeden itibaren oturma bulonu etkilenmeye başlamaktadır. Koska hat 2 tünellerinde 3 adet Yenikapı hat 2 tünellerinde 4 adet bulon için bu tür bir değerlendirme yapılmıştır. A tipi tünelde ayna bulona yaklaşık 20 metre yatay mesafede iken ölçüm bulonları etkilenmeye başlamaktadır.



Şekil 7. Koska Şaftı ile Yenikapı İstasyonu arasındaki, ana hat tünel üst yarı kazı aynasının eksen üzerindeki oturma bulonuna doğru ilerlemesi durumunda oluşan oturma miktarları (GnF: Güngören Formasyonu, TrF: Trakya Formasyonu).

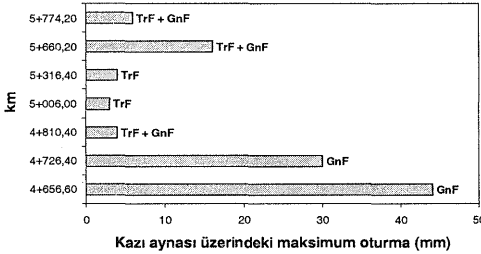


Şekil 8. Yenikapı Şaftı ile Yenikapı İstasyonu arasındaki, ana hat tünel üst yarı kazı aynasının eksen üzerindeki oturma bulonuna doğru ilerlemesi durumunda oluşan oturma miktarları.

Diğer bir ifade ile etkileme bölgesinin eksen istikametinde yüzeye yansıyan genişliği yaklaşık 20m'dir. Ancak oturma miktarları, geçilen ortam niteliği, örtü kalınlığı ve açım yöntemi ile ilişkilidir. Bu durum Şekil 7 ve Şekil 8 üzerinde gösterilmiştir.

Koska Şaftı dolayındaki nivelman ölçüm sonuçlarına göre, tünel kazı aynasının yaklaşık 20 m önünde oluşmaya başlayan oturmaların kazı aynasının ölçüm noktasına yaklaşmasına bağlı olarak arttığı saptanmıştır. Ölçülen düşey yer değiştirme değerleri geçilen ortamın jeomekanik özellikleri ile bir paralellik göstermektedir. Kazı Güngören kilinde yapılırken ölçülen maksimum düşey yer değiştirme aynı koşullarda ayrılmış anakaya için saptanan değerin yaklaşık 3 katıdır.

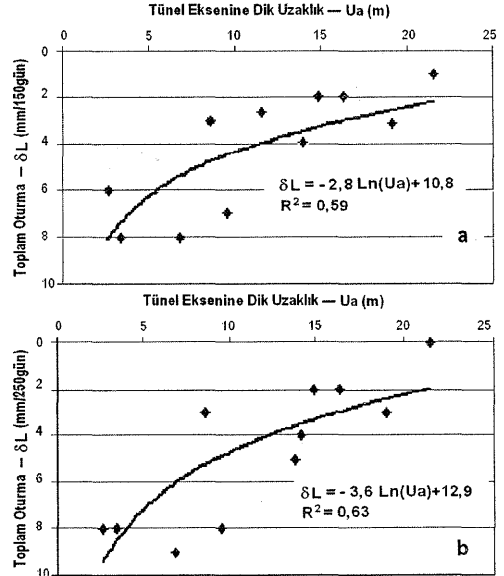
Şekil 8 de, 6,5m çapındaki ana hat tüneli üst yarı ayna kazısının ölçüm bulonlarının altına ulaştığı anlara karşılık gelen oturma miktarları, kazının Trakya Formasyonu (Trf), Güngören Formasyonu (Gnf) veya her ikisinin birlikte bulunduğu koşullar için verilmiştir. Elde edilen sonuçlardan, yüzeyde tünel çapının en az 3 katı genişliğindeki bir alanda etkilenmenin oluştuğu anlaşılmıştır. Koruyucu kemer uygulamasının yapıldığı kesimler için elde edilen oturma miktarları daha düşüktür. Şekil 9 da görüldüğü üzere tünel düzeyinde anakaya ve kilde seçilen 7 noktadaki ölçüm bulonlarında ölçülen maksimum düşey yerdeğiştirme miktarları Güngören killeriinde anakaya göre daha yüksektir.



Şekil 9. Üst yarı kazı aynasının ölçüm bulonu altına ulaştığı an için ölçülen toplam düşey yer değiştirmenin kazı ortamı türüne göre değişimi (GnF: Güngören Formasyonu, TrF: Trakya Formasyonu).

Yenikapı hat 2 A tipi ana hat tüneli ile Koska T tipi tünellerinin bulunduğu kesimdeki bina ve yüzey nivelmanı okumaları (δL) tünel ekseninden uzaklığa (Ua) bağlı olarak ayrıca irdelenmiştir. Belirli ölçüm kesitleri dikkate alınarak yapılan değerlendirmede, 150 ve 250 günlük toplam oturma miktarları ile ölçüm noktalarının tünel eksenine dik doğrultudaki yatay uzaklıkları arasındaki ilişki üzerinde durulmuştur (Şekil 10 ve Şekil 11). Şekil 10'da

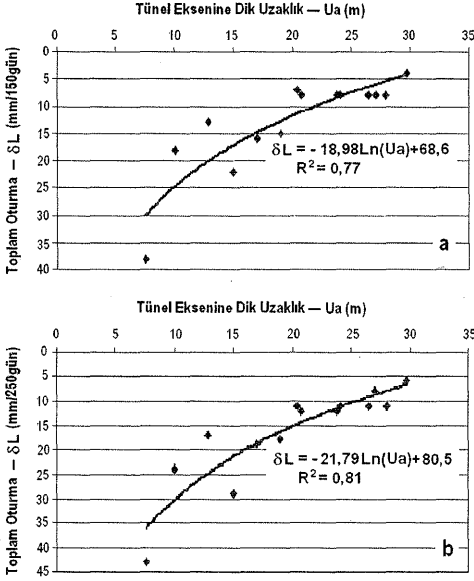
verilen 150 ve 250 günlük toplam deformasyonların eksenden uzaklaştıkça azaldığı, her iki durumda da tasman eğrisi dönüm noktasının (Arioğlu & Diğerleri 2004) belirgin olduğu görülür. Üst yapı hasarları açısından kritik olan tasman eğrileri dönüm noktaları A tipi tüneller için eksenden yaklaşık 7-8 metre uzaklıktadır. T tipi tüneller için ise bu mesafe yaklaşık 15 metredir (Şekil 11).



Şekil 10: Yenikapı hat 2 bölgesindeki ana hat tüneli (A tipi tünel) eksenine dik doğrultuda 150 günlük (a) ve 250 günlük (b) toplam düşey yer değiştirme miktarları.

A ve T tipi tünellerin yüzeyden derinlikleri hemen hemen aynıdır. Daha büyük çaptaki (13,7m) T tipi makas tünellerinin kazısından etkilenen zonun yüzeydeki genişliği, ana hat tünellerine oranla daha fazladır. İlgili şekillerden de izlendiği gibi tasman dönüm noktalarının eksenden uzaklığı hemen hemen tünellerin çapına eşittir.

Öte yandan kritik zemin koşullarında ana hat tünelleri için 20 metre civarında olan yüzeydeki etkilenme bölgesi sınırının eksenden uzaklığı, makas tünellerinde 30-35m'ye ulaşmaktadır. Şekil 10 ve Şekil 11'den, tünel eksenine yakın noktalardaki oturma miktarlarının zamanla daha fazla arttığı açıkça anlaşılır.



Şekil 11. Koska bölgesindeki makas tünelleri (T tipi tünel) eksenine dik doğrultuda 150 günlük (a) ve 250 günlük (b) toplam düşey yer değiştirme miktarları.

5. SONUÇLAR

Bölgede yapılan sondajlar, kazı aynalarında izlenen jeolojik durum ve tünel güzergahı üzerine yerleştirilen ölçüm-gözlem bulonlarından elde edilen verileri birlikte irdelenmiştir. Bu değerlendirmeden elde edilen sonuçlar aşağıda sırayla özetlenmiştir.

- Sondaj ve tünel aynası kazılarından, incelenen kesimin temelinde Trakya Formasyonunun bulunduğu, Miyosen yaşlı Güngören Formasyonu ile Kuvaterner yaşlı Kuşdili Formasyonu'nun bu birimi uyumsuz olarak örttüğü saptanmıştır. En üstte kalın bir dolgunun varlığı görülmüştür.
- Kumtaşı ve çamurtaşından oluşan Trakya Formasyonunun aşırı çatlaklı ve kırıklı bir yapıda olduğu, taze kesimlerinin sert ve sağlam nitelikte, paleo topografyayı oluşturan ve üstünde bulunduğu birimlerle dokanak oluşturan yüzeye yakın kesimlerinin ise ayrıştığı ($W_4 - W_5$) saptanmıştır.
- Tünel kazıları esnasında yapılan gözlemler ile sondaj verileri, kazı kotunda karşılaşılan anakayanın genellikle zayıf – orta kaya niteliğinde olduğunu göstermektedir.

➤ İnceleme alanı içerisindeki Kuşdili Formasyonu ile düşük direnç ve yüksek plastisiteye sahip Güngören Formasyonu'nun ayrık kayaç özelliği taşıdığı ve tünel kazısından etkilenerek yüzey oturmalarına neden oldukları anlaşılmıştır.

➤ Yüzey bulonu deformasyon okumalarından, kazı çalışmaları sırasında oluşan etkilenme mesafesinin, yüzeyde kazı aynasının A tipi kazı kesitlerinde 20 m, T tipi kazı kesitlerinde ise 30 m içerisinde kaldığı görülmüştür. Oturma bulonu okumalarında bu mesafeler göz önünde tutulmamıştır.

➤ Bölgede yapılan ölçümlerden deformasyonların artmasında etkilenme bölgesinin genişlemesi, kazı kesiti büyüklüğünün yanında jeolojik etmenlerin de etkili olduğu anlaşılmıştır. Deformasyonların artışıdaki başlıca nedenler;

- a) Tünel üzerindeki örtüdeki anakaya (Trakya Formasyonu) kalınlığının azalması (bu kalınlığın tünel çapından daha düşük olduğu bölgelerde yapılan kazılar oturmalar açısından önemlidir.
 - b) Anakaya (Trakya Formasyonu) ile Miyosen kilinin dokanağı (diskordans düzlemi) ve/veya bu yaklaşması, (bu kesimler geçilirken deformasyonlarda 2, 3 hatta 5 kat ani artışlar görülmektedir),
 - c) Tünel kazısının Güngören kili içerisinde kalması durumunda oluşan konsolidasyon oturmaları,
- şeklinde sıralanabilir.

➤ Sonuçta, İstanbul kent sınırları içerisinde kalan eski vadilerin morfolojisinin, yerleşim amaçlı mühendislik girişimleri öncesinde ortaya çıkarılmasının önemli olduğu görülmüş, bu tür çalışmalar sayesinde, deformasyonların ölçüm ve izlenmesine yönelik planlamanın daha sağlıklı oluşturulabileceği, beklenmedik göçük ve üst yapı hasarlarının önlenebileceği anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

- Anıç, C. 1955. *Haliç-Küçükçekmece Gölü bölgesinin jeolojisi*. Doktora Tezi, İTÜ Maden Fakültesi, İstanbul.
- Arioğlu, B., Yüksel, A. & Arioğlu, E., 2004. İstanbul Mevhibe İnönü Tüneli'nde tasman (yüzey oturması) eğrisi dönüm noktasının belirlenmesi. *VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu*, sayfa 305-316, Konya.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. Mc. Graw Hill, New York.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1980. *Underground Excavations in Rock*. Institutions of Mining and Metallurgy, London.
- Meriç, E. 1991. Kuşdili (Kadıköy-İstanbul) Kuvaternerinin stratigrafisi hakkında yeni görüşler. *Yerbilimleri (Geosound)* 29, 151-159.

- Peck, R.B. 1976. Rock foundation for structures. *Proc. Specialty Conf. on Rock Engineering for Foundations and Slopes*, Boulder, Colorado ASCE, II, pp. 1-22.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. 1957. Maximum allowable nonuniform settlement of structures. *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 1, pp. 02-406
- Skempton, A.W. & MacDonald, D.H., 1956. Allowable settlement of buildings. *Proc. Inst. Civil Eng.*, Part III, 5, 727-768.
- Usta, E. 2005. *İstanbul Metrosu Yenikapı-Unkapanı arasındaki mühendislik jeolojisi*, İTÜ Fen Bilimleri Enst., Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- Vardar, M. 1994. Metro tünellerinde Duraylılığın Korunması ve Sağlanması, *Ulaşımında Yeraltı Kazıları I. Sempozyumu*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, İstanbul, s.39-48

Influence multiple stage excavation method upon Bakhtiari tunnel stability

Nasser Soltani

Department of Mining Engineering, Rock mechanic student ,Bahonar university, Kerman, Iran

Kourosh Shahriar

Department of Mining Engineering, Assistant professor ,Amirkabir university, Tehran, Iran

Behnam Ferdowsi

Haraz rah Consulting Engineers Group, Technical Engineer, Tehran, Iran

ABSTRACT: Generally, important risk in tunneling, which rock mass properties were soft and tunnel diameter is excess, efface stress loose zone of excavated opening, which will attend sag of roof and side walls tunnel. Usually, in this grounds, full face excavation of tunnel was unusual and tunnel section divide to less front faces with access tunnels. In multi stage excavation of tunnels, optimum distance between face and support system, and optimum time of support installing are important aims. In this paper a case study was conducted on the Bakhtiari double aimed tunnel for slightly section full face method excavation was determined in beginning. Then, strain maked of this method was compared with critical strain suggested by Sakurai. As respect as strains are so much than critical strain, so multi stage excavation was determined for this section and modeling in Flac^{2D} soft ware was analyzed .

1.INTRODUCTION

Bakhtiari tunnel along 1380 m. as access tunnel to Bakhtiari dam is built in Lorestan-Iran . It's double aimed tunnel and kind of geology of tunnel is limestone. Maximum overburden on tunnel is 569 meter. Maximum cross of tunnel is 9 m. and Maximum height is 9 m. too.

2.FINITE DIFFERENCE METHOD

This method is a frequency method and it's perhaps oldest numerical method for solving differential equations. In this method begin equations convert to analytic and replace numerical numbers then generate new numerical numbers. This process carry on to gain balance mode system. In this method because no matrix generate then limitations is least. This method is a effective method for time dependent properties. Weakness of this method is solving linear static problems have excess time. [2], [3],[4].

3.Stability analysis and appointment excavation method part of Tg Bakhtiari tunnel using by F.D.M. (Flac^{2D} software)

3.1 Flac^{2D} software

Flac is a software with base Finite Difference Method where solving of mechanic engineering calculations is designed. This program simulate behavior of soils, rocks and other properties. Properties by elements in two dimension grid to present. This grid controls by operator. Lagrangian calculation method and meshing system in flac^{2D} is guarantee accurate modeling of plastic yield and flow. Generally , flac is a suitable tools for geomechanic engineering. [5]

3.2 Analysis method selection in project

Bakhtiari tunnel stability analysis is done with Flac^{2D} software and necessity support is designed. But after monitoring and back analyze for appointment geomechanic parameters to be necessary accurate analysis for correct designed. [6]

3.3 Base of numerical analysis

For mathematical model analysis support system and ground, contact of casing and support system is assumed non slip.

3.3.1 Ground behavior model

For non linear analysis , Mohr criteria and elastoplastic analysis is assumed.

3.3.2 Support system model

For twin modeling ground and support to make used of beam element. Rock mass is analyzed non linear elastoplastic but beam elements is assumed elasticity.

3.3.3 Geomechanic properties of Tg section

Quantity of cohesion , friction angle and modulus of elasticity of rock mass follow by Mohr criteria is used Rocklab software . Shear modulus and bulk modulus to conclude of respective equations.

Table 1. Geomechanic properties for Tg section [6]

section	Tg
Kilometer	1+390 - 1+442
Cohesion (Mpa)	1.15
Friction angle (Degree)	35
Modulus of elasticity (Gpa)	11.22
Shear modulus (Gpa)	4.79
Bulk modulus (Gpa)	5.67
Density (kg/m3)	2700

3.4 Finite difference method maked for analysis

Support tunnel analysis for finite difference method is a reaction problem therefore to define surrounding of tunnel is effective problem. Rate of load assessment on support whole of overburden is designed. [7]

Second of problem is boundaries. Boundaries displacement right and left is Zero because Boundaries is far from tunnel.

strain maked was compared with critical strain suggested by Sakurai (eq. 1) . As respect as strains are so much than critical strain , So multi stage excavation was determined for this section and modeling in Flac^{2D} software was analyzed

$$\log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.22 \quad (1)$$

Where ε_c is the Critical strain in unconfined compressive state and it's dimensionless parameter. E is Modulus of elasticity [kgfcm⁻²]

3.5 Release of stress

Support system designed furthermore balance ability in excavated ground, it must be support apply force

due to ground with optimum safety factor.

Geology condition is weak then support system must be install quickly therefore release of stress is less. Amount release of stress for linear elastic and plastic mode were determined by Panet & Guenot equations. [8]

$$\lambda = \frac{u_r(x)}{u_r(\infty)} \quad (2)$$

$$\frac{C(x)}{C_\infty} = \frac{u_r(x) - u_r(\infty)}{u_r(\infty) - u_r(0)} \quad (3)$$

$$\frac{C(x)}{C_\infty} = 1 - \exp(-x/X) \quad \text{Elastic} \quad (4)$$

$$\frac{C(x)}{C_\infty} = 1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{x}{r} \cdot \frac{1}{A}} \right)^2 \quad \text{Elasto plastic} \quad (5)$$

Where $u_r(x)$ is the radial component of displacement at a distance x behind the face and $u_r(\infty)$ is the radial component of displacement at infinity behind the face, r is radial of tunnel and A is dimensionless parameter depending on material strength . value of A is change 0.84 to 1.84 .

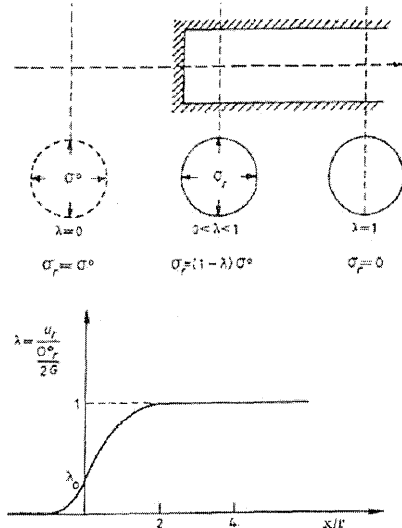


Fig 1. Radial displacement behind advancing face [8]

3.6 Analyze of part Tg by Flac^{2D}

Part Tg have 560 meter overburden. Geomechanic properties of rock mass is signed in table 1. Begin critical strain for this section calculate by Sakurai

equation. (eq.1) $\varepsilon_{cr} = 3.28 \times 10^{-3}$

In the next step tunnel excavation is assumed full-face. But diameter of tunnel was excess and rock mass geomechanic properties was weak and strain generated in roof & walls of tunnel was greater than Sakurai critical strain. Therefore full-face excavation was impossible and multi-stage excavation is done. Hereby, begin roof of tunnel then medial ramp is excavated. Extremely, left and right piles is excavated. (fig. 2)

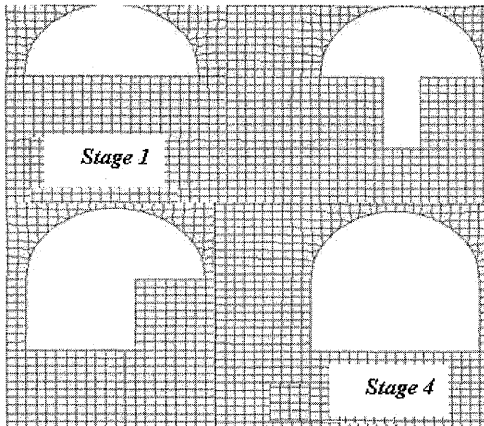


Fig 2. Multi-stage excavation Bakhtiari tunnel [6]

Stability time of this section with due attention to rock mass classification is nearly much. (80 hour) Therefore to give permission to tunnel maximum release stress is done. Quantity of release stress is controlled by Panet equation. (fig. 1) and Sakurai critical strain. Quantity of release stress for this section is 80 %.

Support system suggested for this section is steel rib kind of IPB160 with properties ($A=54.3\text{cm}^2$, $J_x=2490\text{cm}^4$) and shotcrete where with beam element in flac ^{2D} is designed.

In multi-stage excavation if to want roof and walls support by steel ribs then spacing of ribs is very less, therefore to avoid of this case for roof support is used IPB 160 profile with spacing 1 m. But after excavation right and left piles is used only shotcrete with thickness of 30 cm. where critical load calculated and strain control with critical strain is confirmed that case.

Block theory for this model is done by Unwedge software where stumbling-block to control. With due attention to analyzed if wedge is existence then rockbolt by diameter 26 mm. and along 4 m. and spacing of 1x1 m. will installed.

Curves and diagrams that support of this section of tunnel is concluded there is signed in continuation. [6]

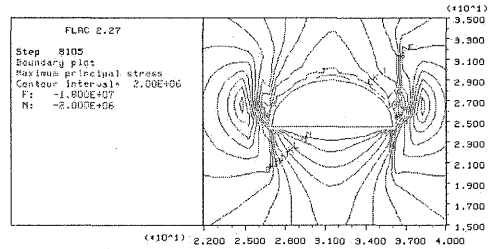


Fig 3. Maximum principal stress counters surrounding of tunnel in stage 1 (part Tg) [6]

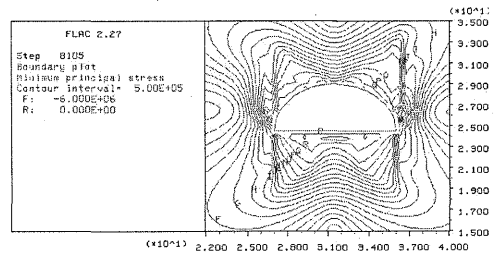


Fig 4. Minimum principal stress counters surrounding of tunnel in stage 1 (part Tg) [6]

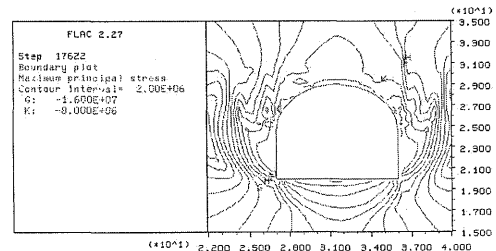


Fig 5. Maximum principal stress counters surrounding of tunnel in stage 4 (part Tg) [6]

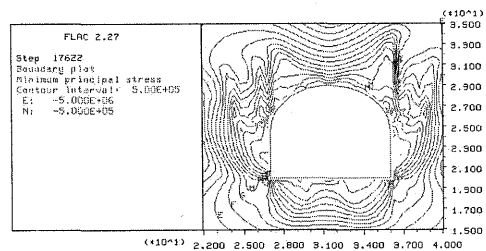


Fig 6. Minimum principal stress counters surrounding of tunnel in stage 4 (part Tg) [6]

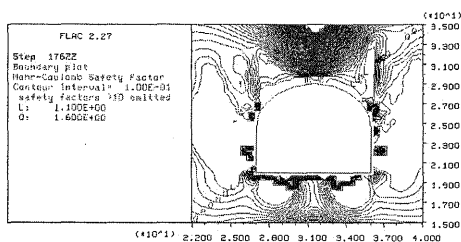


Fig 7). Mohr-coulomb criteria safety factor in stage 4 excavation [6]

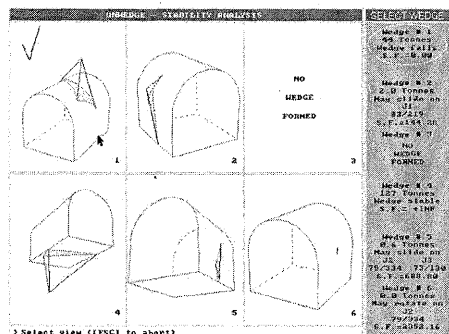


Fig 8. Wedges generated (Unwedge software) [6]

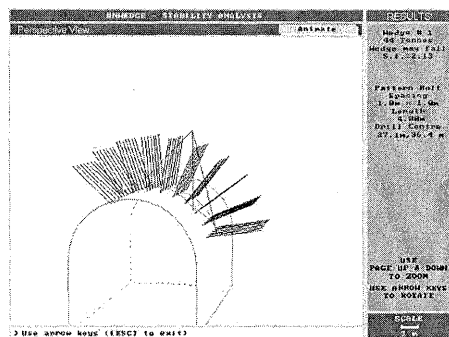


Fig 9. 3D view of critical wedge and support system [6]

4 CONCLUSIONS

- In multi-stage excavation , stress generated in support system is decreased and plastic areas surrounding in opening is decreased too.
- In multi-stage excavation , displacement of surrounding points tunnel is decreased.
- If sharp areas in tunnel section is reduced then stress concentration generated will reduced.
- With due attention to calculations, stress generated

in support system depending on rock mass strength parameters (c, ϕ) then this parameters must be determined in all parts of tunnel accuracy.

- Multi-stage excavation can be design through softwares by computer but for interpretation of conclusions need engineering experience in all part excavations.

REFERENCES

- [1] Hoek, E., Brown, E.T. (1980). "Underground excavation in rock ", The Institution of mining and metallurgy , London .
- [2] Pender, M.(1994). " Role of numerical methods in solving practical problems " , Proc. Int. conf. soil mechanic & foundation Eng., p.p. 215-221
- [3] Bieniawski , Z.T.(1989). " Engineering rock mass classification " , Chichester,Willy .
- [4] Zienkiewicz , O.C. (1977). " Finite element methods " , McGraw-hill , London .
- [5] Itasca consulting group, (2002). " Flac theory and background " , INC .
- [6] Soltani, N.(2006). " Influence multiple stage excavation method upon Bakhtiari tunnel stability" , M.Sc. project , Bahonar university, Kerman
- [7] sakurai & Adachi , (1988). " Evaluation of the mechanical stability of underground excavations " , Internet site .
- [8] Panet , M. , Guenot , A. (1982)." Analysis of convergence behind the face of a tunnel " , Laboratoire central des ponts et chaussées , Paris , France.

Kadıköy-Kartal raylı toplu taşıma sistemi projesinde jeolojik ve jeoteknik araştırma çalışmaları

Geological and geotechnical investigation of Kadıköy-Kartal railway transportation project

A. Yüksel¹, Ö. Yeşilçimen²

¹Yapı Merkezi –Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat

²Anadoluray Ortak Girişimi, 34700 Üsküdar-İSTANBUL

E. Arioğlu

Yapı Merkezi Holding. A. Ş., AR-GE Bölümü, 34676 Çamlıca-İSTANBUL

ÖZET: Kentiçi ulaşımında daha hızlı ve konforlu ulaşım işlevi olan raylı toplu taşıma sistemleri arasındaki metro sistemleri genel olarak yeraltı yapıları olarak tasarlanmaktadır. Uzunlamasına bir güzergahta yeralan bu tür yapılar ölçek bakımından oldukça büyük yatırımlar olup, yatırım hacmi, önemli ölçüde içerisinde yeralacağı kaya/zemin ortamın jeomekanik davranışları tarafından denetlenmektedir. Dolayısıyla, gerek tasarım gerekse uygulama aşamalarındaki jeoteknik araştırmalar projenin maliyeti ve başarımı açısından çok özel bir önem taşımaktadır. Çalışmada, Kadıköy Kartal Metrosu'nda gerçekleştirilen jeoteknik araştırma çalışmaları konu edilmiştir. Jeoteknik araştırma çalışmaları kapsamında bu güne değin 140 sondajda toplam 4.536 m delgi gerçekleştirilmiş ve 4.200 adet arazi, laboratuvar deneyi yapılmıştır.

ABSTRACT: The metro systems providing rapid and comfortable urban transportation generally is designed as underground structures. These kinds of structures are in line form and require large investment and the volume of the investment is mainly controlled by the geomechanical behavior of the ground in which the alignment takes place. Therefore, the geotechnical investigations to be executed both during the design and construction phases have a great impact not only on the project cost but also on the accomplishment of the project. The concern of this study is the geotechnical site investigations that have been executed for the Kadıköy-Kartal metro construction. Totally, 4,536 meters drilling were executed in 140 boreholes and 4,200 units of site and laboratory tests were also performed within this scope.

1 GİRİŞ

İstanbul kentinin, 1980'li yıllardan sonraki artan nüfus eğilimi ile birlikte oluşan kentiçi ulaşım talebi mevcut seçenekler ile karşılanması gün geçtikçe zorlaşmaktadır. Bu durum kentte yaşayanların yaşam konforunu olumsuz yönde etkilediği gibi önemli ölçüde zaman, iş gücü ve enerji kayıplarına yol açmaktadır. Bu sorun geçmiş dönemlerde çok sayıda bilimsel ve mesleki platformlarda gündeme alınarak tartışılmış ve çözüm önerileri ortaya konmuştur. (Evren, 1978, Türkkkan, 1978, Gerçek, 1979, Yayla ve Gerçek, 1989, Çelikhhan, 1995, Öncü, 1995, Gerçek, 2005). Bu araştırmaların çoğunda kentiçi ulaşımındaki ağırlaşan sorunun toplu taşımacılık ile ve daha çok raylı sistemlerle çözülebileceği üzerinde toplanmaktadır. Planlama çalışmalarına yönelik olarak, Kent yönetimi tarafından 1997 yılında İstanbul Teknik

Üniversitesi'ne "İstanbul Ulaştırma Ana Planı" hazırlattırılmış, bu plan çerçevesinde toplam 232 km uzunluğunda raylı sistem öngörülmüştür. Ana plan sonraki dönemlerde nüfus yapısındaki değişimlerin gerektirdiği ihtiyaçlara paralel olarak birkaç defa gözden geçirilmiştir. İstanbul'da 1985 yılından itibaren raylı sistem inşaatlarına başlanmış, ve bu güne kadar toplam 47,4 km hat uzunluğuna sahip raylı toplu taşıma sistemi projesi tamamlanarak işletmeye alınmış durumdadır. Yapımı devam eden raylı sistem projelerinin toplam hat uzunluğu ise 67,2 km'dir (İBB-www.ibb.gov.tr).

Bilindiği gibi raylı toplu taşıma sistemi projeleri yatırım hacmi bakımından oldukça "büyük ölçekli" yatırımlar olup planlama ve yapım aşamalarında çoklu mesleki (multi-disipliner) çalışma gerektirmektedir. Geçilen güzergah, şehirleşme yoğunluğuna ve topoğrafik yapısına bağlı olarak genellikle bir "yeraltı yapısı" olarak

planlanmaktadır. Dar-uzun bir hat yapısı özelliğinde olması dolayısıyla çok farklı jeomekanik karakteristikteki zemin/kaya ortamları içerisinde bulunabilen yerüstü-yeraltı istasyon yapıları ve hat tünellerinden oluşmaktadır. Gerek planlama, gerekse yapım ve bütün bunlara bağlı olarak projenin toplam maliyeti, büyük ölçüde geçilen zemin/kaya ortamın jeoteknik özellikleri tarafından denetlenir.

Bu çalışmada, Kadıköy-Kartal Metrosu İnşaatında planlama, tasarım ve yapım metodlarının seçimine ışık tutması amacıyla gerçekleştirilen jeolojik ve jeoteknik araştırma çalışmalarına yer verilecektir.

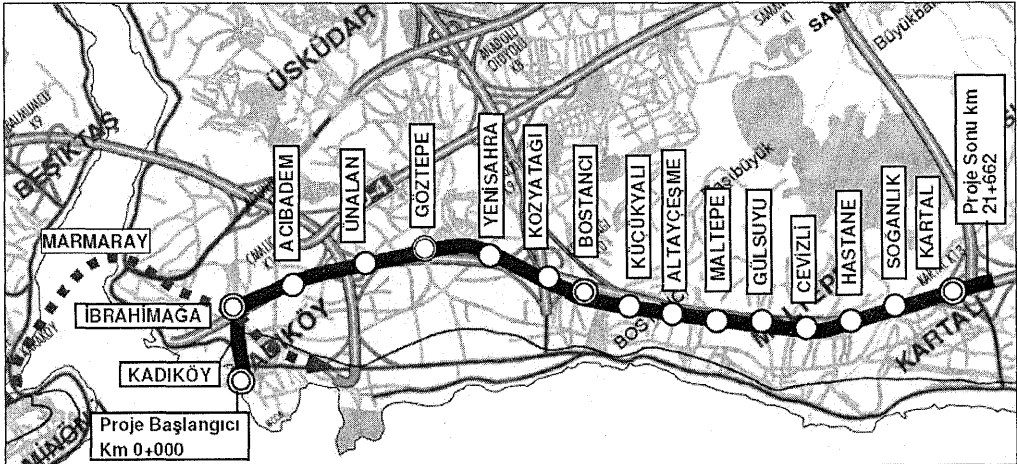
2 KADIKÖY – KARTAL METROSU

İstanbul-Anadolu yakasında inşa edilecek olan Kadıköy-Kartal Metrosu, toplam 21,7 km güzergah uzunluğunda olup, 16 adet istasyon yapısına sahip olacaktır. Güzergah, Kadıköy Meydanı'ndan başlamakta, eski ve yoğun bir yapılaşmanın bulunduğu Yeldeğirmeni semtinin altından ilerleyerek İbrahimağa İstasyonu'na ulaşmaktadır. Kadıköy İstasyonunda hattın ray kotu -32,0'dir. Güzergah İbrahimağa İstasyonunda, yapımı bu proje ile hemen hemen aynı anda paralel olarak yürüten, kısaca "Marmaray Projesi" olarak bilinen Boğaz Tüp Geçit projesi ile kesişmektedir. Bu istasyon aktarma istasyonu olarak işlev görecektir. Güzergah, Koşuyoluderesi ile E-5 Karayolunun kesiştiği noktadan itibaren güzergahın sonuna kadar, bitişğinde ticaret, işmerkezleri ve yerleşim alanlarının bulunduğu E-5 karayolunun altında veya yanındaki bir koridor içerisinde ilerlemektedir. Meydanlar, köprülül kavşaklar, E-5 Karayolunun altında yer alması vb. kısıtlayıcı faktörler nedeniyle istasyonların peron yapıları derin

tünel olarak planlanmıştır. Peronların bilet holü katı ile bağlantıları yatay ve eğimli yaya tünelleri ile sağlanmaktadır. Genel olarak istasyonların yerleri köprülül kavşakların yakınında konumlandırılmıştır. Böylelikle hattın dikine yolcu transferi sağlayan diğer sistemler (otobüs, minibüs vb.) ile bütünleşmesi amaçlanmıştır. İstasyonların aç-kapa yapıları, mevcut trafik akışının aksatılmaması bakımından E-5 karayolunun kenarında bulunmaktadır. İstasyonun yeraltı yapısı, yolcu yoğunluğuna bağlı olarak iki veya üç tüp tünel olarak tasarlanmış olup ~250 m uzunluğunda kenar peronludur. Hat tünelleri, güncel yangın güvenliği standartlarına uygun olarak "çift tüp" (ikiz tünel) şeklinde tasarlanmıştır. Yine bu standartlara göre hat tünellerinde 200-250 m'de bir çapraz kaçış tünelleri ile birbirine bağlanacaktır.

Sistemin ray üst kotu güzergah boyunca hemen hemen yüzey topografyasını izleyecek biçimde ortalama yüzeyden 30 m derinlikte bulunmaktadır. İşletme açısından maksimum % 4 eğim kısıtlaması nedeniyle derinlik yer yer 50-60 m'lere ulaştığı gibi özellikle güzergahı dikine kesen dere geçişleri civarında örtü kalınlığının 8-10 m'ye kadar düştüğü kesimleri de sözkonusudur.

Sistem tamamlandığında, oluşturacağı çağdaş ulaşım standartlarıyla, E-5 karayolu ekseninde ve civarındaki yerleşim bölgelerinde oturanlara ulaşım kolaylığı getirecek ve 60.000 yolcu/saat yön taşıma kapasitesiyle İstanbul Anadolu yakasındaki insanların % 80'ine hizmet verecektir.



Şekil 1. Kadıköy – Kartal Metro Güzergahının yerleşimi ve öngörülen istasyonlar

3 GENEL JEOLJİ

İstanbul'un jeolojisi bir çok araştırmacı tarafından çeşitli çalışmalarda ele alınmış ve incelenmiştir (Abdüsselamoğlu, 1963, Baykal ve Kaya, 1963, Baykal ve Kaya, 1965, Kodamanoğlu, 1977, Önal, 1990, Ketin, 1991, Seymen, 1995). Proje sahasının yeraldığı, İstanbul Asya yakasının stratigrafik istifi "İstanbul Grubu" adı ile bilinmektedir. Kalınlığı birkaç bin metreyi bulan sedimanter kayalar, Paleozoyik istifi ile onun üzerinde yer yer görülen Triyas ve Tersiyer yaşlı çökellerden oluşmaktadır. Grubu oluşturan bu formasyonlar yaşlı birimlerden gence doğru aşağıda kısaca açıklanmıştır. (Şekil 2)

Güzergahta bulunan kayaların en yaşlısı olan Kurtköy formasyonu, ~ km 11+000 ile ~ km 17+200'ler arasında bulunmaktadır. Bu formasyon, mor renkli, çakıltı, kumtaşı ve çamurtaşından oluşmaktadır. Çapraz tabakalı, kumtaşı - çamurtaşı ile ardalanma yapısı ve çamurtaşları ile yanal ve düşey geçişler gösterir. Bu istifin kalınlığı yaklaşık 150 m'dir. Üstte ise Aydos Formasyonu ile tedrici geçişlidir. Petrografik olarak % 75, kuvars, % 20 ayrılmış ortoz türü feldispat, % 2-3 mika, % 1-2 opak minerallerden oluşmaktadır. Çatlaklı, sık çatlaklı, çatlak yüzeyleri düzensel ve pürüzlü, araları mineral kaplı yer yer kil dolguludur. Bulunduğu güzergah kesiminde, bir bindirme yapısı ile başlayan ilk kısımları oldukça dayanımlı ve az ayrılmış ancak sonlarına doğru daha düşük dayanımlı ve tamamen ayrılmış durumdadır.

Kurtköy formasyonu üzerinde uyumlu olarak bulunan Aydos formasyonu, ince-orta-kalın tabakalı, beyaz, pembe-mor renkli, çapraz tabakalı şeyl ya da silttaşı ara tabakalı, feldspatça zengin kuvars arenitlerden oluşurlar. % 95 ya da daha fazla oranda kuvars tanelerinden oluşan bu birim silis çimentosu ile tutturulmuştur. Bu nedenle de çok aşındırıcı ve dayanımlıdır. Maksimum kalınlığı 300 m olan üstteki Gözdağ Formasyonu'nu ile yine tedrici geçişlidir. Güzergahın km 17+200 ile km 17+650 aralığında bulunmaktadır.

Gözdağı Formasyonunun alt kısımları yeşilimsi gri renkli, ince lamine şeyl tabakaları, üst kısımları ise ince orta kalınlıkta kumtaşı aratabakaları içeren şeyl katmanlarından oluşur. Toplam kalınlığı yaklaşık 700 m kadar olan bu formasyon üstteki Dolayoba Formasyonu ile düşey ve yanal geçişlidir.

Güzergahta Cevizli Köprüsü (km 17+780) ile projenin sonuna (km 21+662) kadar yayılım gösteren Dolayoba Formasyonu alttan itibaren koyu mavimsi, gri-pembe, gri renkli, resifal kireçtaşları ile başlar. Üste doğru ince lamine çamurtaşı şeyl-kireçtaşı aradalanmalı olarak devam eder. İstifin en üstünde, gri pembe renkli, yumrulu kireçtaşı-şeyl aradalanması olarak sonlanır. Genel yapı itibarıyla az çatlaklı, çatlakları pürüzlü ve yer yer erime boşluklu görünüm sergilemektedirler.

Sarımsı kahverenkli, lamine, seyrek olarak silttaşı ve kumtaşı aratabakalı, fosilli şeyl ve kireçtaşı seviyelerinden oluşan Kartal Formasyonu Anadolu Yakasında geniş bir yayılım gösterir. Şeyl tabakaları genelde silt ve kum boyutunda kuvars, feldspat ve mika mineralleri içermektedir. Şeyl tabakalarının bulunduğu kısımlar zayıf dayanımlı, çok sık çatlaklı olmasına karşın kireçtaşı tabakalarının ağırlıkta olduğu kısımları ise daha az çatlaklı ve görece olarak daha dayanımlıdır. Güzergahta Hasanpaşa Köprüsü (km 3+850) civarından başlamakta, Bostancı deresinde (~km 11+000) sonlanmaktadır. Tuzla Formasyonu yumrulu kireçtaşları, çok ince tabakalı-lamine çamurtaşları ile aradalanmalı olarak bulunmaktadır. Bu formasyonun kalınlığı ~50 m civarındadır.

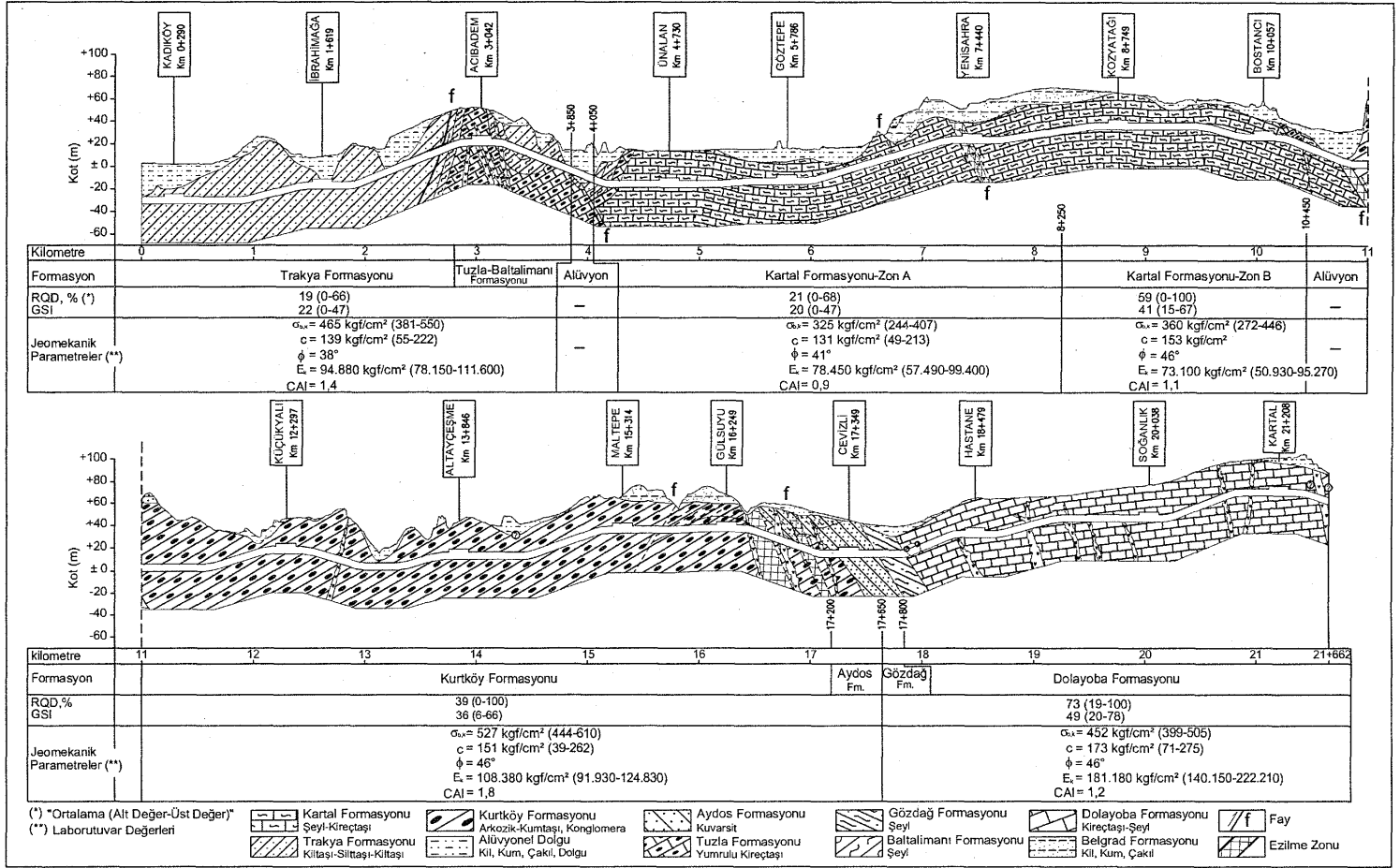
Baltalimanı Formasyonu olarak adlandırılan tabakalar fosfat yumrulu, çörtlü şeyllerden oluşmaktadır. Çok ince tabakalı olması nedeniyle kısa mesafelerde çok kıvrımlı bir karakteristik yapı gösterir. Tuzla formasyonu ve Baltalimanı Formasyonu güzergahta sadece Acıbadem İstasyonu çevresinde (km 2+745-km 3+300) bulunmaktadır.

Trakya Formasyonu, yeşilimsi, gri renkli, yer yer çakıltı ve daha çok, kumtaşı-silttaşı-kiltası ardalanması şeklinde gözlenmektedir. Üst kısımlara doğru kumtaşı tabakalarının sayısı ve kalınlığı artmaktadır. Orta sağlam kaya özelliğindeki Trakya formasyonu, çoğunlukla üç veya daha fazla çatlak takımı içermektedir. Çatlak araları kil, kalsit ve yer yer kuvars dolguludur. Trakya Formasyonu Proje başlangıcı olan km 0+000 ile km 2+745 aralığında rastlanmaktadır.

Kendinden yaşlı kayalar üzerine aşıl uyumsuzluk ile gelen Belgrat Formasyonu, sarımsı kahverenkli, kil, kum, ve siltten oluşur. Tabanda çakıltı tabakası ile başlayan bu birim üstte doğru dane boyutu incelenerek devam eder. Oldukça zayıf çimentolu olup kolay kazılabilir nitelikte ve su ile kolaylıkla dağılma özelliğindedir. Kalınlığı yaklaşık 50 m kadardır. Güzergahın çeşitli bölümlerinde, dar alanlarda bulunmaktadır.

Alüvyonel dolgular yüzey topoğrafyasının düşük kote sahip olduğu dere ve vadi yapılarının akarsu getirim malzemeleri ile doldurulması sonucu oluşmuştur. Kil boyutundan çakıl boyutuna kadar değişik dane boyutuna sahip olup, gevşek-yumuşak özellikte, karmaşık- yanal ve düşey geçişlere sahip tabakalardan meydana gelir. Kalınlığı vadi-dere yapısının geometrisine bağlı olarak 20-25 m arasında değişmektedir.

Tabakalaşma dizgesinin en üstteki son birimi, kil boyutundan çakıl-moloz boyutuna kadar değişik dane boyutlarındaki malzemelerden meydana gelmiş olan daha çok karayolu için yapılmış kontrollü ve değişik amaçlar için kontrolsüz olarak oluşturulmuş yapay dolgulardır.



Şekil 2 Kadıköy – Kartal Metrosu jeolojik profili (Yüksel ve Ark., 2005) (Kullanılan sembollerin anlamları Çizelge 3’de verilmiştir)

Proje sahasında bulunan formasyonların çoğu değişik jeolojik devirlerde meydana gelen tektonik yer hareketleri sonucu ilksel konumlarını kaybetmiş, kayalar dayanım, ve tabaka kalınlığına bağlı olarak deforme olmuş, kıvrımlı ve kırıklı yapı kazanmıştır. Güzergah boyunca rastlanılan kayalarda, bu hareketlerin yönlerine bağlı olarak genellikle üç veya daha fazla çatlak sistemi gelişmiştir. Bunun yanı sıra, aşırı deformasyonların kıvrımlanma ile karşılanamadığı zonlarda büyük kırıklar-faylar ve ezilme zonları meydana getirmiştir. Genellikle volkanik sokulumlarla birlikte gözlenen bu tür yapılara güzergah boyunca sıklıkla rastlanmaktadır.

4 JEOLÖJİK ve JEOTEKNİK ARAŞTIRMA ÇALIŞMALARI

Genellikle bir yeraltı yapısı olan metro projelerinde güzergah alternatiflerinin değerlendirilmesi, tünel-istasyon yapılarının mühendislik tasarımı; tünel, shaft, aç-kapa yapılarının yapım yöntemlerinin belirlenmesi, makina ekipman sistemlerinin seçimi, iş planlama ve çalışma programlarının oluşturulması gibi tasarım ve yapım ile ilgili bir çok konuda jeolojik ve jeoteknik bilgilere gereksinim duyulmaktadır. Bu bilgilerin sağlanması amacıyla yapılan çalışmalar başlıca şu gruplarda toplanabilir (Arıoğlu ve diğ. , 1996).

- Sondaj delgisi,
- Yüzey jeolojisi,
- Jeofizik çalışmaları,
- Arazi ve laboratuvar deneyleri.

Bu projede gerçekleştirilen araştırma çalışmaları aşağıda ele alınmaktadır.

4.1 Sondaj Çalışmaları

Güzergahın jeolojik modelinin ortaya çıkartılması konusundaki çalışmalara ışık tutması amacıyla birinci aşama olarak, Mart - Haziran 2005 aralığında güzergah üzerinde 51 adet ön araştırma sondajı yapılmıştır. Daha sonraki dönemlerde bu araştırma çalışmalarına sıklaştırma sondajları ile devam edilmiştir. Tasarım çalışmalarının yapıldığı bugüne kadar gerçekleştirilen sondaj çalışmalarına ilişkin karakteristik bilgiler Çizelge 1'de özetlenmiştir. (Yüksel ve diğ., 2005)

Çizelge 1 Sondaj çalışmalarına ait bilgiler

Parametre	Birim	Miktar
Sondaj Sayısı	adet	140
Delgi Boyu	m	4536
Sondaj Yoğunluğu	m/m	0,21
Sondaj Aralığı	m/adet	154

Çizelgede belirtilen "sondaj yoğunluğu" birim hat uzunluğu başına yapılan delgi miktarını ifade etmektedir. Bu parametre, çizgisel bir hat üzerinde

bulunan tünel yapılarında araştırma çalışmalarının boyutunu belirten önemli bir büyüklüktür. Yeraltı mühendislik yapılarında jeolojik ve jeomekanik araştırma çalışmalarının kapsamının ne ölçüde ilerletileceği oldukça kritik konulardan birisidir. Bu konuda belirli bir kural ve standart bulunmamasına karşın başlıca şu faktörlere bağlıdır:

- Proje büyüklüğü ve yapı tipi (tünel, açık derin kazı, köprü, baraj vs.)
- Araştırma aşaması (Fizibilite, ihale dökümanı, ön tasarım, uygulama tasarımı)
- Proje sahasının jeolojik-jeoteknik değişkenlikler içermesi (zemin/kaya ortamı, tabaka kalınlıkları, çatlaklılık, genel tektonik yapı, fay-ezilme zonlarının varlığı, yeraltı suyu durumu ve geçirgenlik vb.)

Çizelge 2'de ise ülkemizde gerçekleştirilen raylı toplu taşıma sistemi projelerinde gerçekleştirilen sondaj miktarları ve diğer karakteristik bilgiler belirtilmiştir. Bu projelerin çoğu tamamlanmış bazılarının ise inşaatları devam etmektedir. İzleneceği üzere Kadıköy-Kartal Metro'sundaki sondaj sıklığı büyüklüğünün, diğer projelerdekinden henüz küçük olduğu görülmektedir. Ancak burada belirtilmelidir ki, bu çalışmaya konu olan proje henüz "tasarım" aşamasında olup, uygulama sırasında da ihtiyaç duyulduğunda ilave sondaj yapılabilecektir. Amerikan Tünelcilik Teknolojileri Komitesi- USNCTT'nin çeşitli amaçlar için yapılmış yüz kadar tamamlanmış tünel projesi üzerinde yaptığı çalışmanın sonucunda yaptığı değerlendirmede, sondaj yoğunluğu ortalama 0,40 m/m olarak belirtilmektedir. (USNCTT, 1994, Parker, 2004) Yine bu kaynakta, daha iyi sonuçlar almak için sondaj yoğunluğunun 1,5 m/m mertebesine kadar artırılabilirliği önerilmektedir.

Genel olarak fizibilite çalışmaları ve yapım sırasında maliyetleri öne sürülerek sondaj ve araştırma çalışmalarından kaçınma eğilimi sözkonusudur. Oysa jeolojik ortam projenin toplam maliyetini etkileyen en önemli unsurlardan birisidir. Özellikle fizibilite ve ihale öncesi aşamalarda, sondaj-araştırma çalışmalarının çok düşük seviyelerde tutulması, proje maliyetlerinin gerçekçi biçimde kestirilmesine olanak vermemektedir. Oysa, jeolojik araştırma çalışmalarının daha üst düzeylerde yapılması ile "jeolojik belirsizlikler" en az düzeye ineceğinden gerek işverenin, gerekse yapımcının, hem proje riskleri önemli ölçüde azalacak, hem de buna paralel olarak proje bütçesinin daha gerçekçi biçimde oluşturulmasını sağlayacaktır. "Maliyet/Fayda" oranı kavramı dikkate alındığında, araştırma çalışmaları için (1) birim harcamanın proje nihai maliyetinde (5 ~ 15) birim mertebelerinde tasarruf sağlayabileceği yine aynı çalışmada ifade edilmektedir. (USNCTT, 1994)

Çizelge 2 Ülkemizdeki raylı sistem projelerindeki jeoteknik araştırmalara ilişkin veriler

Proje	Hat Uzunl. (m)	Sondaj Adedi	Sondaj Uzunluğu (m)	Ort. Sondaj Aralığı (m)	Sondaj Yoğunl. (m/m)	Yapı Tipleri	Geçilen Hakim Zemin-Kaya Cinsi	Kaynak
İzmir Metrosu, 1. Aşama (Üçyol-Bornova)	11.328 (T) (*)	157	4.286	72,2	0,38	Derin Tünel, Aç-kapa, Viyadük, Hemzemin	Alüvyonel Zemin, Kilitaşı-Kumtaşı, Andezit	(1), (2), (3)
İzmir Metrosu, 2. Aşama (F.Altay-Üçyol)	5.460 (D)	53	1.668	103,0	0,31	Derin Tünel, Aç-Kapa	Alüvyonel Zemin, Fliş, Kilitaşı-Kumtaşı, Andezit	(1), (2), (3), (4)
İstanbul LRTS 2. Aşama (İncirli Tüneli)	1.477 (T)	21	576	70,3	0,39	Derin Tünel	Marn-Kil	(5)
İstanbul Hafif Raylı Sistemi, 3. Aşama (Otogar-Bağcılar)	3.600 (D)	57	1.689	63,2	0,47	Derin Tünel, Aç-Kapa	Silt-Kil	(6)
İstanbul Metrosu, 2. Aşama (Taksim- Yenikapı)	5.705 (D)	132	3.543	43,2	0,62	Derin Tünel, Aç-Kapa	Grovak, Alüvyonel Zemin	(7)
İstanbul Metrosu, 3. Aşama (4 Levent-Ayazağa)	5.500 (D)	62	1.720	88,7	0,31	Derin Tünel, Aç-Kapa	Grovak	(7)
Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi	643 (T)	18	480	35,7	0,75	Derin Tünel, Aç-Kapa	Grovak, Alüvyonel Zemin	(8)
Marmaray Projesi (Yedekule- Söğütöğüşme) (Boğaz Geçşi Hariç)	9.080 (D)	80	3.862	113,5	0,43	Derin Tünel, Aç-Kapa	Grovak, Alüvyonel Zemin	(9), (10) (11)
Ankara Metrosu, (M4,Tandoğan-Keçirören Hatı)	10.582 (D)	77	2.300	137,4	0,22	Derin Tünel, Aç-Kapa Tünel	Andezit, Alüvyonel Zemin	(12)
Ortalama (Ağırlıklı)	-	-	-	92	0,38	-	-	-

Kaynaklar ():**

- | | | |
|---|-------------------|--------------------------|
| (1) Yüksel, Arnoğlu, Obay, Alper, 1993 | (5) Yoldaş, 1992 | (9) DLH, 2003 |
| (2) Yapı Merkezi, 1998 | (6) STFA, 2000 | (10) Şimşek, 2005 |
| (3) Arnoğlu, B., Yüksel, Arnoğlu, E., 2002a | (7) Aydemir, 2006 | (11) Şimşek ve ark. 2005 |
| (4) Yıldız, 2005 | (8) Yoldaş, 2003 | (12) Nuray, 2005 |

(*) (T) : Tamamlanmış Proje, (D): Devam eden proje

(**) Bazı projelere ait verilere ulaşılamadığından ilgili projelerde görev almış kişilere başvurulmuştur.

4.2 Yüzey Jeolojisi Çalışmaları

Güzergahın jeolojik modeli, önceki jeolojik çalışmalar, sondaj verileri, jeofizik çalışmalar ve yüzeyden yapılan jeolojik gözlemlerden elde edilen bilgilerin birleştirilmesi ve yorumlanması yoluyla belirlenmektedir. Proje sahası yoğun yerleşim alanlarında bulunması yüzey jeolojisi çalışmalarını oldukça kısıtlamıştır. Bu nedenle yüzey jeolojisi çalışmaları sadece E-5 karayolu yarına şevi yüzeyleri ve güzergah çevresinde bulunan inşaat çukurlarında gerçekleştirilebilmiştir. Bunun yanı sıra halihazırda inşaatları devam eden yaklaşım tünel shaftlarında da önemli ölçüde faydalanılmıştır.

4.3 Arazi ve Laboratuvar Deneyleri

Sondaj çalışmaları sırasında zemin ortamlarda standart penetrasyon testi yapılarak örselenmiş ve örselenmemiş zemin örnekleri alınmıştır. Kaya ortamlarda ise, sürekli

karotlu örnek alınmış, elde edilen karotların tanımlaması yapılmış, kaya kütle karakteristikleri (ayrışma, çatlak özellikleri) belirlenmiş ve laboratuvar deneyleri için kullanılmak üzere sandıklarda saklanmıştır.

Metro yapısının içerisinde yer alacağı ortamın yerinde mühendislik büyüklüklerinin belirlenmesi amacıyla SPT, basınçlı su testi, permeabilite ve presiyometre deneyleri gibi toplam 1.712 adet arazi deneyi yapılmıştır.

Sondajlardan alınan zemin ve kaya örneklerinin fiziksel ve jeomekanik büyüklüklerinin belirlenmesi amacıyla zemin numuneleri üzerinde 506 adet, kaya numuneleri üzerinde ise 3.722 adet laboratuvar deneyi yapılmıştır. Arazi ve laboratuvar deneyi sayılarının yüksek tutulmasıyla incelenen formasyonların en iyi ölçüde temsil edilmesi amaçlanmıştır. Ayrıca, TBM-Tünel delme makinelerinin diskler arası mesafe, optimum itme kuvveti, döndürme momenti, ilerleme hızı gibi keski tasarımı ve işletme parametrelerinin

belirlenmesine yönelik olarak, güzergahta hakim dört formasyona ait $1,0 \times 0,5 \times 0,7$ m boyutlarındaki kaya bloğu örnekleri üzerinde, İTÜ Maden Fakültesi Kazı Mekanik Laboratuvarında Lineer Kesme Deney Aracı-LCM ile deneyler yapılmıştır. (Bilgin ve diğ., 2006)

5 SONDAJ VE LABORATUVAR SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

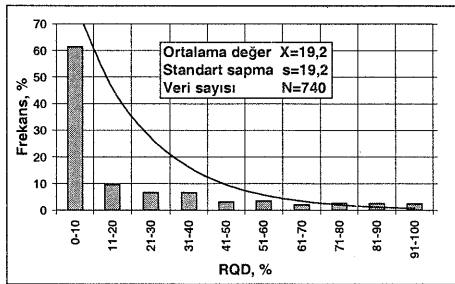
RQD-kaya kalite göstergesi, delgisi yapılan ortamın çatlaklılığı konusunda ölçüt sağlayan en önemli parametredir. Sondajlardan alınan karotlar her manevra için ayrı ayrı incelenerek RQD büyüklüğü belirlenmiştir. Toplam yapılan 140 sondaja ait sözkonusu parametrenin istatistiksel değerlendirmesi yapılmış ve her formasyon için dağılım histogramları elde edilmiştir (Şekil 3, 5, 7, 9 ve 11) (Yüksel ve diğ., 2005). Bu dağılımlar yakından incelendiğinde, beklenildiği gibi az-çok “negatif üstel dağılım” karakteristiği gösterdiği farkedilmektedir. RQD ortalama değerleri dikkate alındığında Trakya Formasyonu ve Kartal Formasyonu Zon A’nın “Çok zayıf”, Kurtköy formasyonu “Zayıf”, Kartal Formasyonu Zon B “Orta” ve Dolayoba Formasyonu ise “İyi” kaya kalitesindedir.

Sondaj karotları üzerinde yapılan diğer inceleme ile, kaya ortamın “yerinde” jeomekanik davranışını belirleyen “Kaya Kütle Kalitesi” değerlendirmesi yapılmıştır. Bu çalışmada, “Jeolojik Dayanım İndisi” – GSI sınıflandırma sistemi benimsenmiştir. Hoek-Brown tarafından geliştirilen bu sınıflama sisteminde yapısal ve süreksizlik yüzey koşullarını içeren tanımsal özellikler Ulusay ve Sönmez tarafından sayısallaştırılmıştır. (Hoek ve Brown, 1997, Hoek, 1999, Sönmez ve Ulusay, 1999,

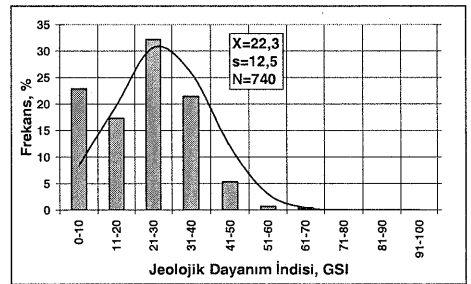
Ulusay ve Sönmez, 2002) Bu sınıflama sisteminin diğer sınıflama sistemlerine göre üstünlüğü, kaya ortamın yerindeki basınç dayanımı, kohezyon, içsel sürtünme açısı, elastisite modülü gibi jeomekanik büyüklüklerin ampirik, yarı ampirik bağıntılar yardımıyla kolaylıkla kestirilebilmesidir.

Yine her manevra için belirlenen GSI büyüklükleri istatistiksel olarak değerlendirilmiş, sonuçları histogram düzeninde sunulmuştur. (Şekil 4, 6, 8, 10 ve 12) GSI parametresinin dağılımı ise “normal dağılım” a yakın bir karakteristik sergilemektedir. GSI büyüklüğüne ait “Yapısal Özellik Puanı-SR” ve “Süreksizlik Yüzey Koşulu Puanı-SCR” (Sönmez ve Ulusay, 1999) değerlerinin ortalamaları dikkate alındığında Trakya ve Kartal Formasyonu Zon A “Parçalanmış/Zayıf”, Kurtköy Formasyonu “Bloklu-Örselenmiş/Orta” ve Kartal Formasyonu ve Dolayoba Formasyonu ise “Bloklu- Örselenmiş/İyi” kaya kütle sınıflarında yer almaktadır.

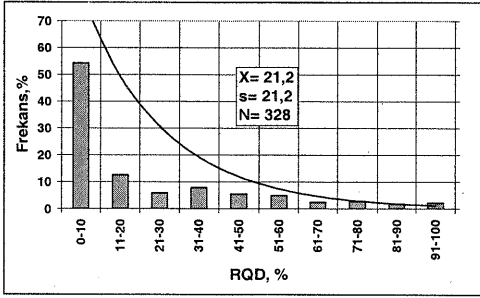
Sondajlardan alınan karot örnekleri üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneylerinin sonuçları hakim formasyonlar bazında ayrı ayrı değerlendirilmiştir (Çizelge 3-7). Laboratuvar deney sonuçları incelendiğinde birim hacim ağırlık ve poisson oranı büyüklüklerindeki değişkenlik katsayısının düşük olmasına karşın, diğer parametrelerdeki değişkenlik katsayılarının oldukça büyük seviyelerde olduğu gözlenmektedir. En fazla değişkenlik “porozite” değerlerindedir. Bu durumun deneye tabi tutulan aynı formasyona ait kaya örneklerinin ayrışma derecesindeki farklılıklarından kaynaklandığı söylenebilir.



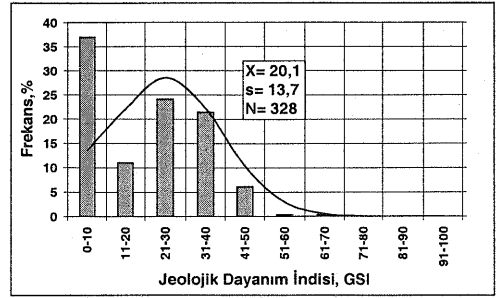
Şekil 3 Trakya Formasyonuna ait RQD dağılımı



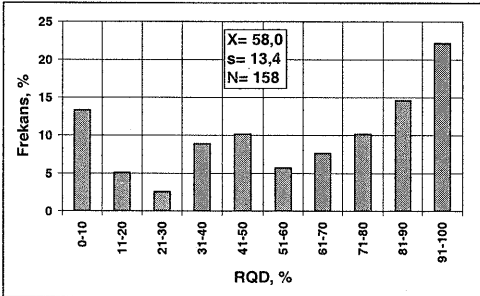
Şekil 4 Trakya Formasyonuna ait GSI dağılımı



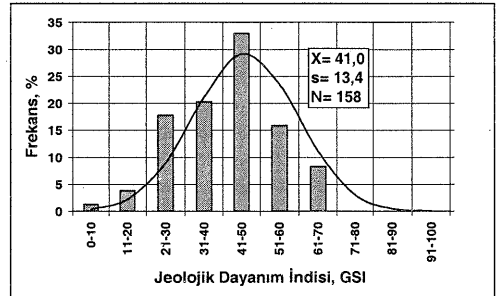
Şekil 5 Kartal Formasyonu Zon A'ya ait RQD dağılımı



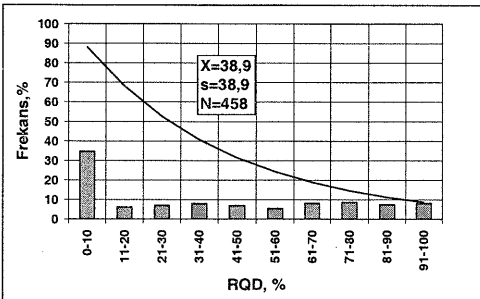
Şekil 6 Kartal Formasyonu Zon A'ya ait GSI dağılımı



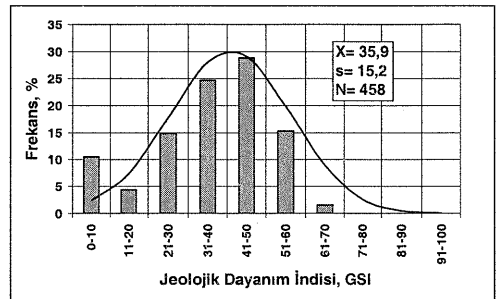
Şekil 7 Kartal Formasyonu Zon B'ya ait RQD dağılımı



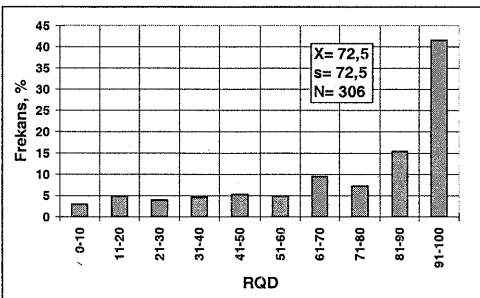
Şekil 8 Kartal Formasyonu Zon B'ya ait GSI dağılımı



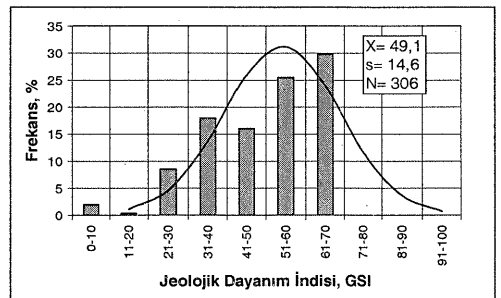
Şekil 9 Kurtköy Formasyonuna ait RQD dağılımı



Şekil 10 Kurtköy Formasyonuna ait GSI dağılımı



Şekil 11 Dolayoba Formasyonuna ait RQD dağılımı



Şekil 12 Dolayoba Formasyonuna ait GSI dağılımı

Çizelge 3 Trakya Formasyonuna ait laboratuvar deneyi sonuçları

Mühendislik Özellikleri	Sembol	Birim	Veri Sayısı, n	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Kats., V(%) ^(*)
				Min.	Maks.			
Doğal Birim Hacim Ağırlık,	γ	t/m^3	101	2,06	2,76	2,65	0,10	3,8
Porozite	n	%	37	0,37	27,5	4,85	6,30	130,0
Tek Eksenli Basınç Dayanımı,	$\sigma_{b,k}$	kgf/cm^2	72	19,0	1553,0	465,9	357,2	76,6
Çekme Dayanımı	$\sigma_{c,k}$	kgf/cm^2	32	11,0	140,0	64,3	30,4	47,3
Elastisite Modülü	E_k	kgf/cm^2	44	6.700	203.000	94.877	54.402	57,3
(Elastisite mod./Basınç day.) Oranı	$E_k / \sigma_{b,k}$	-	44	65:1	631:1	237:1	120:1	50,6
Poisson Oranı	ν	-	31	0,18	0,42	0,27	0,05	18,5
Kohezyon (Üç eksenli)	c	kgf/cm^2	8	40,0	325,0	138,5	93,0	67,1
İçsel Sürtünme Açısı (Üç eksenli)	ϕ	(°)	8	27,4	51,7	37,9	9,2	24,3
Cherchar Aşındırıcılık İndisi	CAI	-	18	0,50	2,50	1,37	0,59	43,1

(*) $V = (s / \bar{X}) \times 100, \%$

Çizelge 4 Kartal Formasyonuna (Zon A) ait laboratuvar deneyi sonuçları

Mühendislik Özellikleri	Sembol	Birim	Veri Sayısı, n	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Kats., V(%)
				Min.	Maks.			
Doğal Birim Hacim Ağırlık,	γ	t/m^3	42	2,22	2,75	2,61	0,11	4,2
Porozite	n	%	19	0,95	10,51	4,24	2,81	66,2
Tek Eksenli Basınç Dayanımı,	$\sigma_{b,k}$	kgf/cm^2	39	11,3	945,0	325,8	247,7	76,0
Çekme Dayanımı	$\sigma_{c,k}$	kgf/cm^2	20	18,0	91,0	48,2	22,2	46,0
Elastisite Modülü	E_k	kgf/cm^2	28	12.000	251.000	78.443	53.082	67,7
(Elastisite mod./Basınç day.) Oranı	$E_k / \sigma_{b,k}$	-	28	96:1	753:1	273:1	132:1	48,4
Poisson Oranı	ν	-	23	0,18	0,38	0,30	0,06	20,0
Kohezyon (Üç eksenli)	c	kgf/cm^2	5	43,0	198,0	131,4	59,2	45,1
İçsel Sürtünme Açısı (Üç eksenli)	ϕ	(°)	5	32,3	45,3	40,5	5,1	12,6
Cherchar Aşındırıcılık İndisi	CAI	-	13	0,50	2,30	0,94	0,52	55,3

Çizelge 5 Kartal Formasyonuna (Zon B) ait laboratuvar deneyi sonuçları

Mühendislik Özellikleri	Sembol	Birim	Veri Sayısı, n	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Kats., V(%)
				Min.	Maks.			
Doğal Birim Hacim Ağırlık,	γ	t/m^3	22	2,55	2,89	2,67	0,07	2,6
Porozite	n	%	9	0,22	4,43	1,81	1,43	79,4
Tek Eksenli Basınç Dayanımı,	$\sigma_{b,k}$	kgf/cm^2	20	108,0	674,0	359,5	180,5	50,2
Çekme Dayanımı	$\sigma_{c,k}$	kgf/cm^2	13	24,4	118,9	56,9	24,0	42,2
Elastisite Modülü	E_k	kgf/cm^2	10	41.000	125.000	73.100	29.399	40,2
(Elastisite mod./Basınç day.) Oranı	$E_k / \sigma_{b,k}$	-	10	104:1	546:1	239:1	130:1	54,5
Poisson Oranı	ν	-	10	0,22	0,32	0,27	0,04	14,8
Kohezyon (Üç eksenli)	c	kgf/cm^2	2	111,0	195,0	153,0	59,4	38,8
İçsel Sürtünme Açısı (Üç eksenli)	ϕ	(°)	2	33,1	58,6	45,9	18,0	39,2
Cherchar Aşındırıcılık İndisi	CAI	-	10	0,75	2,30	1,08	0,50	46,3

Çizelge 6 Kurtköy Formasyonuna ait laboratuvar deneyi sonuçları

Mühendislik Özellikleri	Sembol	Birim	Veri Sayısı, n	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Kats., V(%)
				Min.	Maks.			
Doğal Birim Hacim Ağırlık,	γ	t/m^3	55	2,35	2,85	2,69	0,09	3,3
Porozite	n	%	19	0,25	3,23	1,01	0,84	83,2
Tek Eksenli Basınç Dayanımı,	$\sigma_{b,k}$	kgf/cm^2	51	77,5	1583,0	527,3	292,5	55,5
Çekme Dayanımı	$\sigma_{t,k}$	kgf/cm^2	35	2,2	179,0	77,4	42,6	55,0
Elastisite Modülü	E_k	kgf/cm^2	24	45.000	188.000	108.379	38.129	35,2
(Elastisite mod. /Basınç day.) Oranı	$E_k / \sigma_{b,k}$	-	24	134:1	387:1	202:1	59:1	29,0
Poisson Oranı	ν	-	23	0,21	0,38	0,30	0,05	16,7
Kohezyon (Üç eksenli)	c	kgf/cm^2	6	54,0	280,0	150,7	96,9	64,1
İçsel Sürtünme Açısı (Üç eksenli)	ϕ	(°)	6	40,0	54,2	45,4	5,0	11,0
Cherchar Aşındırıcılık İndisi	CAI	-	26	0,50	3,50	1,79	0,68	38,0

Çizelge 7 Dolayoba Formasyonuna ait laboratuvar deneyi sonuçları

Mühendislik Özellikleri	Sembol	Birim	Veri Sayısı, n	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Kats., V(%)
				Min.	Maks.			
Doğal Birim Hacim Ağırlık,	γ	t/m^3	48	2,32	2,76	2,70	0,07	2,6
Porozite	n	%	26	0,37	6,96	1,82	1,49	82,1
Tek Eksenli Basınç Dayanımı,	$\sigma_{b,k}$	kgf/cm^2	43	104,0	896,0	452,0	171,5	37,9
Çekme Dayanımı	$\sigma_{t,k}$	kgf/cm^2	12	37,0	107,0	63,8	20,9	32,8
Elastisite Modülü	E_k	kgf/cm^2	37	62.154	548.510	181.179	121.401	67,0
(Elastisite mod. /Basınç day.) Oranı	$E_k / \sigma_{b,k}$	-	37	186:1	909:1	422:1	226:1	53,7
Poisson Oranı	ν	-	10	0,21	0,36	0,30	0,04	13,3
Kohezyon (Üç eksenli)	c	kgf/cm^2	10	85,0	505,0	173,1	135,2	78,1
İçsel Sürtünme Açısı (Üç eksenli)	ϕ	(°)	10	26,6	56,0	46,2	8,3	18,0
Cherchar Aşındırıcılık İndisi	CAI	-	10	0,75	1,50	1,22	0,24	19,7

Tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü ve içsel sürtünme açısındaki değişkenlik “V” ise % 50 mertebesinde. Tek eksenli basınç dayanımının ortalama değerleri dikkate alınacak olursa Trakya, Kartal ve Dolayoba Formasyonları “Orta Dayanım”, Kurtköy Formasyonu ise “Dayanımlı” kaya sınıfındadır. Ancak yine belirtmek gerekir ki bütün formasyonlara ait kayalar “Çok Zayıf Dayanımlı”-“Çok Yüksek Dayanımlı” kaya grubuna kadar çok geniş bir dayanım aralığında değişim göstermektedir. Keza benzer durum elastisite modülü değerleri için de geçerlidir. Bunun yanı sıra Deere, Miller, 1966 abasına göre Dolayoba Formasyonu 422:1 ile “yüksek modül oranı”na yakın”, diğer formasyonlar ise olarak “orta modül oranı”na (202:1 ~273:1) sahiptir (Deere ve Miller, 1966’dan alıntılan Arıoğlu ve diğ. 1999).

6 JEOTEKNİK KOŞULLARIN İSTASYON ve TÜNEL YAPILARI AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ

6.1 Güzergah - Jeolojik Koşullarının etkileşimi

Projenin tasarım süreci içerisinde, güzergah yerleşimi ve sondaj çalışmaları birbirleri ile sürekli olarak etkileşim içerisinde olmuştur. Belirli sayıdaki sondaj bilgilerine dayandırılarak oluşturulan Avan Proje’deki güzergah geometrisi, ilerleyen sondaj çalışmaları ile elde edilen bilgiler ışığı altında kısmi değişikliklere uğramış, ekonomik açıdan optimum çözümlerin elde edilmesi sağlanmıştır. Buna tipik bir örnek olarak Kadıköy İstasyonu verilebilir. Avan projedeki ray kotu -20 iken, burada yapılan sondaj çalışmaları sonucunda, istasyon tünel tavanının, -15 kotlarına kadar inen gevşek alüvyonel (kum, kil, silt) zeminler içerisinde kaldığı görülmüştür. (Şekil 13) Bu durum, yüzeyden, önemli bir büyüklükte masraf ile jetgrout veya diğer başka metodlar ile iyileştirme, ya da aç-kapa gibi diğer başka inşaat metodu gerektirmektedir. Diğer yandan yüzeyden yapılacak bu çalışmaları engelleyen tarihi binalar, yaşlı ağaçlar gibi fiziksel ve çevresel koşullar bulunmaktadır. Bu durum karşısında, hat ray kotu daha derine, -32 kotuna alınarak tünel üzerinde tabii kemerleşmeyi sağlayacak ~11 m kalınlıkta bir kaya örtü tabakası bulunacak bir düzenlemeye gidilmiştir. Yine aynı istasyonun plandaki yerleşiminde de değişiklik yapılmıştır, İstasyon alanında

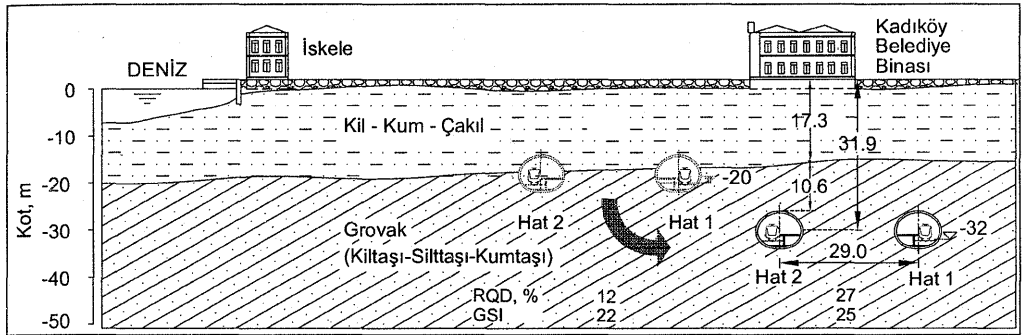
yapılan sondajlarda kaya üst kotunun kara tarafına doğru yükseldiğinin gözlenmesiyle avan projede denize yakın olarak planlanmış olan tünel güzergahı değiştirilmiş, istasyon yerleşimi kara tarafına doğru kaydırılmıştır. Bunun yanı sıra kara tarafındaki sondajlardaki RQD ve GSI değerlerinin sahile yakın olanlara göre kısmen daha büyük olduğu belirlenmiştir. (Yüksel, 2005) Böylelikle tünel üzerindeki sağlam örtü tabakası kalınlığı yaklaşık 2 m kadar daha artmıştır. Böylelikle daha ekonomik bir çözüm üretilmiş, tünellerin önceki duruma göre çok daha güvenli koşulların açılması sağlanmış olacaktır.

6.2 Kazı-destekleme metodları, kazı makinesinin seçimi

İstasyon yapısı mimari yerleşim itibarıyla değişik kesitte ve birbirini dik ve eğimli olarak kesen peron ve yaya tünelleri, peron tünellerini biletholü katına bağlayan

eğimli merdiven tünelleri içermektedir. Değişken kesitlerde geometrik yerleşimlere sahip olması sebebiyle istasyon tünelleri ve makas tünellerinin, klasik kazı yöntemi olan NATM-Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu ile açılması öngörülmüştür. Buna karşın, kesit geometrisi ve büyüklüğü hat boyunca değişiklik göstermeyen ve güzergah toplam uzunluğunda önemli miktarda yer tutan "hat tünelleri"nin, TBM-Tam Kesitli Tünel Açma Makineleri- ile açılması planlanmıştır.

Tam kesitli kazı makineleri tünel kazısında 19. yy'ın başından beri kullanılmaktadır. Başlangıçta daha çok, zemin ortamlarda kalkanlı (şildli) olarak mekanik yada elle yapılan bu kazı şekli, kaya kazı teknolojisindeki gelişmeler ile birlikte sert kaya ortamlarda da yaygın bir uygulama olanağı bulmuştur.



Şekil 13 Kadıköy İstasyonundaki jeolojik koşulların istasyon tünelleri yerleşimine etkisi

Tünel kazı makinelerinin seçimi oldukça kritik bir konudur. Genel olarak seçim birkaç aşamadan oluşur ve alınacak kararlardan kaynaklanabilecek riskleri de içerir. Diğer taraftan, bu seçimin yapılması sırasında, bazı aşamalar proje verilerine, bazı aşamalarda ise işverenin ve veya yapımının tercihlerine dayanır.

Kazı makinesinin seçimi sırasında izlenecek aşamalar şu şekilde özetlenebilir (Fruguletti ve diğ., 1999, Arıoğlu, Köylüoğlu, 1996)

6.3 Tünel güzergahına ait olabildiğince detaylı jeolojik ve jeoteknik bilgilerin elde edilmesi,

6.4 Güzergahta bulunan kayaç birimlerinin incelenmesi ve az-çok benzer davranış gösterecek birimlerin bölümlendirilmesi, beklenen jeolojik olumsuzluklar ve belirsizliklerin ortaya konması,

6.5 Tünel kazı aynası stabilite durumu ve çevresel etkilerinin (oturma, yeraltı suyu değişimleri) incelenmesi,

6.6 Tünel İnşaatı iş programı genel çerçevesinin, "malîyet-"süre" optimasyonu dikkate alınarak oluşturulması,

6.7 Kazı makinesi seçimine etki eden proje koşullarının tanımlanması ve değerlendirilmesi

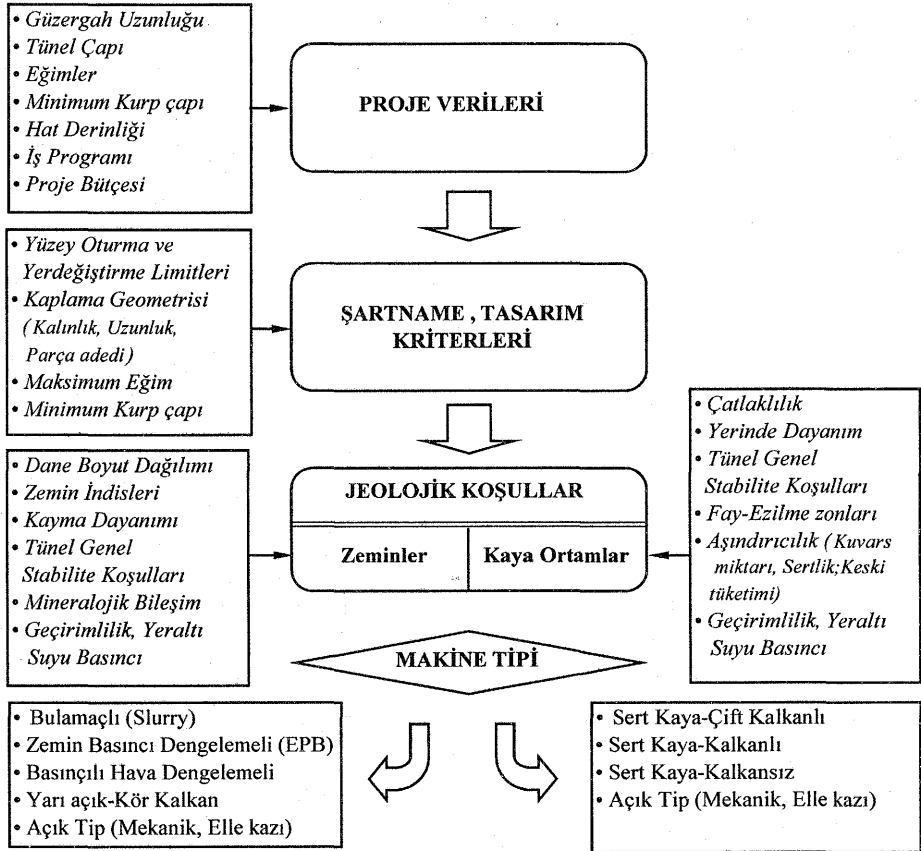
Kazı makinesinin seçiminde başlıca etkili olan parametreler Şekil 14'deki akış diyagramı üzerinde gösterilmiştir.

Kadıköy Kartal Metrosu güzergahındaki kaya/ zemin ortamların jeolojik ve jeoteknik koşulları ayrıntılı olarak değerlendirilmiş ve bunun sonucunda güzergah başlıca iki ana bölüme ayrılmıştır. Bunlardan birincisi Kadıköy ve Kozyatağı İstasyonları arasındaki ~ 8 km'lik ilk kısımdır. Trakya formasyonu ve Kartal Formasyonu-Zon A tabakalarının bulunduğu bu bölümdeki kayaçlar, "çok zayıf" kaya sınıfında olup (bkz. Şekil 2, 3 ve 5), fay-ezik zonlar bulundurmaktadır.

Buna ilaveten, Hasanpaşa KöprülÜ Kavşağı'nın da yer aldığı, güzergahın km 3+800 - km 4+200 aralığında ayna stabilitesi bakımından sorun oluşturabilecek kil, kum ve çakıllı alüvyoner zeminler bulunmaktadır. Diğer taraftan bu ilk kısımdaki tünel güzergahının önemli bir bölümü yeraltı su seviyesi

altında bulunmakta ve yoğun bir yapılaşmanın yer aldığı alandan geçmektedir. Bu koşullar gözönünde bulundurularak, kazı sırasındaki yeraltı suyu ve zemin kayıplarının minimum düzeyde tutulmasına imkan veren EPB-TBM- "Zemin Basıncı Dengelemeli Kazı Makinesi"nin kullanılması öngörülmüştür. Güzergahın ayrıtedilen ikinci bölümü, birinci bölüme nazaran daha iyi kaya ortam koşullarına sahiptir. Bu aralıkta bulunan Kartal Formasyonu Zon B, Kurtköy Formasyonu ve Dolayoba Formasyonları'na ait ortalama RQD değerleri sırasıyla % 58, % 39 ve % 72 olup "zayıf-çok iyi kaya" sınıfı aralığındadır. Ancak, özellikle Kartal Formasyonu Zon B ve Kurtköy

Formasyonlarında, $RQD < 50$ olduğu sınıflara ait frekansların toplamı, sözkonusu formasyonlar için sırasıyla % 40 ve % 62 'dir. Bu durum, kazı makinesi uzunluğu boyunca segment kaplaması yada diğer destekleme elemanları (püskürtme beton-hasır çelik-kaya bulonu) ile destekleme yapılıncaya kadar geçen sürede kendini tutamayacak kaya ortamlar ile karşılaşılabilceğini göstermektedir. Belirtilen şartlar dolayısıyla "Kalkanlı" tipte bir kazı makinesinin kullanılması öngörülmüştür. (Daub, 1997, ITA-AITES, 2001)



Şekil 14 Tam kesitli tünel kazı makinesi seçimine etki eden parametreler

7 SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında elde edilen belli başlı sonuçlar şöyle sıralanabilir :

7.3Kadıköy Kartal Metrosu jeolojik ve jeoteknik araştırmalar kapsamında yapılan 140 adet sondajda toplam 4536 m delgi gerçekleştirilmiştir (Çizelge 1). Bugüne değin yapılan sondaj çalışmalarında ortalama sondaj aralığı yaklaşık 150 m, birim tünel

uzunluğu başına düşen sondaj uzunluğu ise 0,21 m/m'dir.

7.4Güzergahta karşılaşılan formasyonların kaya kütle özelliklerinin belirlenmesi için yapılan RQD sınıflamasına göre Trakya ve Kartal Formasyonu Zon A; "Çok Zayıf", Kurtköy formasyonu "Zayıf", Kartal Formasyonu Zon B "Orta" ve Dolayoba Formasyonu ise "İyi" kaya kalitesindedir (Şekil 3-12). GSI ortalama değerlerine göre ise Kartal Formasyonu Zon A "Parçalanmış/Zayıf", Kurtköy Formasyonu "Bloklu-Örselelenmiş/Orta" ve Kartal Formasyonu ve Dolayoba Formasyonu ise "Bloklu- Örselelenmiş/İyi" kaya kütle sınıflarında yer almaktadır.

7.5Formasyonların jeomekanik büyüklüklerinin belirlenmesi için toplam arazide 1.712 , zemin ve kaya örnekleri üzerinde sırasıyla 506 ve 3.722 adet laboratuvar deneyi yapılmıştır. Deney sayılarının yüksek tutulmasıyla zemin ve kaya ortamlara ait mühendislik parametrelerinin daha iyi temsil edilmesi amaçlanmıştır.(Çizelge 3-7)

7.6Tünel Kazı Makinesinin seçimi, projenin ekonomikliği ve başarımı açısından kritik bir konu olup, büyük ölçüde geçilen ortamların jeomekanik özellikleri tarafından denetlenmektedir (Şekil 14). Projenin gösterdiği jeoteknik koşullar kazı makinesi seçimi açısından değerlendirilmiş olup güzergah iki ana bölüme ayrılmıştır., Fay ve ezilme zonları içeren, çok sık çatlaklı "zayıf kaya" özelliklerine sahip ve belli bölümlerinde alüvyonel zeminler bulunan ilk bölümde zemin basıncı dengeleme moduna sahip EPB-TBM tipinde makine öngörülmüştür. Buna karşın daha iyi kaya ortam koşullarına sahip, "orta-iyi kaya" özelliklerindeki Kurtköy ve Dolayoba Formasyonlarının yer aldığı ikinci bölümde ise Kalkanlı (Şildli) tipte TBM seçilmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve akademik destekleri için bu projenin yapımını üstlenen Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat Ortak Girişimi (Anadoluray) İcra Kurulunun Sayın Üyelerine, Proje Müdürü İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya ve saha, ofis çalışanları arasında gösterdikleri titiz ve özverili çalışmaları için Jeol. Müh. Sayın G. GÜLLE, Jeol. Müh. Sayın N. SÖZAK'a teşekkür ederler. Ayrıca; yazarlar, bu çalışmanın yayınlanmasına izin vermesi dolayısıyla, projenin işvereni İETT İşletmeleri Genel Müdürlüğü'ne ve bu projedeki görevli Mühendislerine teşekkürlerini açıklamayı bir görev bilirler.

Çalışmada belirtilen tüm görüş ve sayısal değerlendirmeler yazarlarına ait olup herhangi kurum ve kuruluşu bağlamaz.

KAYNAKLAR

- Abdüsselamoglu, Ş., 1963. İstanbul Boğazı Doğusunda mostra veren Paleyozoyik arazide stratigrafik ve paleontolojik yeni müşahadeler, *M.T.A. Dergisi*, 60, Ankara
- Arnoğlu, Ergin, Arnoğlu, N, Yılmaz, A., O., 1999, *Çözümlü Beton Agregaları Problemleri*, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- Arnoğlu, Ergin, Köylüoğlu, Ö. S., 1996, *TBM Tünel Metodu-İzmir Metrosu için Çökme ve Arın Basıncı Değerlendirilmesi, Yapı Merkezi Ar-Ge Bölümü Yayın No: YM /ARGE/96-3B*, (Yayınlanmamış rapor), İstanbul
- Arnoğlu, B., Yüksel, A., Arnoğlu, Ergin, 2002a, İzmir Metro Projesi Nenehatun Tüneli'ndeki Geoteknik Çalışmalar ve Değerlendirilmesi, *ECAS2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu*, 14 Ekim 2002, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara
- Arnoğlu, B., Yüksel, A., Arnoğlu, Ergin, 2002b, İzmir Metrosu Ümmühan Ana Tünelinde Zemin Basıncı Dengeleme Tünel Metodu (EPBM) Uygulaması, *Zemin Mekanığı ve Temel Mühendisliği Dokuzuncu Ulusal Kongresi*, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Ekim 2002
- Aydemir, Y., 2006, Kişisel Görüşme, Taksim-İBB Raylı Sistem Yapım Müdürlüğü Yenikapı Metro İnşaatı, Kontrol Amiri.
- Baykal, F. ve Kaya, O., 1963. İstanbul Bölgesi'nde bulunan Karboniferin Genel Stratigrafisi, *M.T.A. Dergisi*, Sayı 61, s 1-10 Ankara.
- Baykal, F., Kaya, O., 1965, İstanbul Süliyyeni Hakkında, *MTA Dergisi*, Sayı 64, s. 1-8, Ankara
- Bilgin, N, Çopur, H., Balcı, C., Ferudunoğlu, C., Tumaç, D., TBM Performans Tahmini İçin Kadıköy – Kartal Metro Tünel Hattındaki Formasyonların Kazılabilirlik Özellikleri Raporu, *İTÜ Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, (Anadoluray için hazırlanmış yayınlanmamış rapor)*, İstanbul.
- Çelikkın, S., 1995, Yerleşme Strüktür, Ulaşım Politika Planlaması, 3. *Ulaştırma Kongresi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası*, İstanbul
- DAUB., 1997, "Recommendations for Selecting and Evaluating Tunnel Boring Machines", Alman Yeraltı İnşaatları Birliği, *International Journal Tunnel 5/97*,
- DLH, 2003 Marmaray-Boğaz Tüpeçit Projesi (BC1) İhale Dökümanları, *TC Ulaştırma Bakanlığı DLH Genel Müdürlüğü*, 2003, Ankara
- Evren, G., 1978, Kentsel Ulaşım Raylı Sistemler, 1. *Toplulaşım Kongresi*, Ankara Belediyesi EGO Genel Müdürlüğü, Ankara, 11-14 Aralık, s. 271-300.
- Gerçek, H. 1979, Kentsel Ulaşım Raylı Sistemler; Uygulamalar, Sorunlar ve Gelişmeler, 2. *Toplulaşım Kongresi*, Ankara Belediyesi EGO Genel Müdürlüğü, Ankara, 3-6 Aralık, s. 533-552.
- Gerçek, H., 2005, Sürdürülebilirlik Açısından İstanbul'da Ulaştırmanın Bugünü ve Geleceği, 6. *Ulaştırma Kongresi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası*, İstanbul
- Hoek E., Marinos M., Benissi M., 1998, Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses. The Case of the Athens Schist Formation, *Bulletin of Engineering Environment* (1998) 57:151-160
- Hoek, E. 1999, *Support For very Weak Rock Associated with Faults and Shear Zones, Rock Support and Reinforcement Practice in Mining*, Villascusa, Winsdor&Thompson (Eds), Balkema, Rotterdam, pp. 19-32.

İBB, <http://www.ibt.gov.tr>

ITA-AITES, 2001, *Recommendations And Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBM)*, ITA-AITES Working Group No.14, France., <http://www.ita-aites.org>

Ketin, İ., 1991, İstanbul ve Gebze Çevresinin 1/50 000 Ölçekli Jeoloji Haritası Hakkında Kısa Açıklama, (Yayınlanmamış Rapor) İstanbul.

Kodamanoğlu, T., 1977, İstanbul-Beykoz civarının jeolojik incelenmesi, *MTA Dergisi*, Sayı 88, s. 32-43, Ankara.

Nuray, L., 2005, Kişisel Görüşme, İzmir Metro II Aşama İnşaatı, Kontrol Amiri (STFA), Aralık, İzmir.

Önalın, M., 1990, İstanbul Devonyen İstifindeki Yumrulu Kireçtaşlarının Oluşumu, *MTA Dergisi*, Sayı 111, s 37-46

Öncü, E., 1995, Ulaşımda Uzun Dönemde Beklenen Gelişmeler ve Eğilimler, 3. Ulaştırma Kongresi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İstanbul

Parker, H. W., 2004, Planning And Site Investigation In Tunnelling, 1° Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, Seminário Internacional South American Tunnelling, São Paulo,

Pöhl, I., Kleberger, J., Graf, E., 1998, Porto City Tunnels: Site Investigations in Urban Conditions: Objectives and Constrains, *Tunnels and Metropolises, Negro JR&Ferreira (eds)*, Balkema, Rotterdam

Seymen, İ., 1995, İzmit Körfezi ve Çevresinin Jeolojisi, *İzmit Körfezi Kuvarterner İstifi (Edt. Meriç, E)*, Kocaeli Valiliği Çevre Koruma Vakfı, Kocaeli.

Sönmez, H., and Ulusay, R. 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36 (6), 743-760

STFA, 2000, İstanbul Metro ve Hafif Metro Sistemi Otogar Mahmutbey arası zemin etudleri geoteknik raporu, *Rapor No. 2000/12-196*, STFA Temel Arastırma ve Sondaj AS.,

Şimşek O, 2005, Jeoloji ve Jeoteknik, Marmaray Oturumu, Uluslararası Katılımlı İstanbul'un Jeolojisi Sempozyumu II, , Aralık, İstanbul.

Şimşek O, Mitani, S., Altun, O, 2005, Marmaray Project, Geological and Geotechnical Investigations, *Proceedings of the 31th ITA-AITES World Tunnel Congress-Underground Space Use*, (Eds. Y. Erdem and T. Solak), A.A. Balkema Publishers, London

Türkkan, R. 1978, Kentsel Ulaşım Sorununun Nedenleri ve Çözümleri Öncelikle Kentsel Ölçeğin Üstünde Aranmalıdır, 1. Toplu Ulaşım Kongresi, Ankara Belediyesi EGO Genel Müdürlüğü, Ankara, 11-14 Aralık, s.39-54.

USNCTT, 1984, *Geotechnical Site Investigations for Underground Projects*, Vol. 1, Subcommittee on Geotechnical Site Investigations US National Committee on Tunnelling Technology Commission on Engineering and Technical Systems National Research Council, The National Academy of Sciences

Ulusay R., Sönmez H., 2002, *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*, Jeoloji Mühendisleri, Odası Yayını, No 60

Yapı Merkezi, 1998, İzmir Metro Sondaj Kayıtları, *Yapı Merkezi Arşivi*, İstanbul.

Yayla, N., Gerçek, H., 1989, Kentsel Raylı Sistemler ve Uygulaması, Ulaşımda Raylı Taşıt Sempozyumu-Raytaş'89, İTÜ Sakarya Mühendislik Fakültesi, 9-10 Mart, Sapanca Adapazarı.

Yıldız, Y., 2005 - Kişisel Görüşme, İzmir Metro II Aşama İnşaatı, Kontrol Mühendisi (STFA), Aralık,

Yoldaş, R., 1992, İncirli Derin Tüneli Jeoteknik Raporu, *Rapor No.8801-TR-46*, Yapı Merkezi, Ekim, İstanbul

Yoldaş, R, 2003, Kabataş-Taksim Füniküler Sistemi Geoteknik Değerlendirme Raporu, *Rapor No. FS-TR-J015*, Yapı Merkezi, Ocak, İstanbul

Yüksel, A., Arnoğlu, Ergin, Obay, O., Alper, H., 1993, İzmir Metro F. Altay-Basmane Güzergahı Geoteknik Değerlendirmesi, *Yapı Merkezi Arşivi*, , İstanbul

Yüksel, A., Sözak, N., Güllü, G., 2005, Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Mühendislik Jeolojisi Raporu, *Rapor No: KK-GE-TR-GN-004*, Yapı Merkezi -Yüksel-Doğuş-Yeniğin İnşaat Ortak Girişimi, İstanbul.

Yüksel, A., 2005, Kadıköy Kartal Metro Kadıköy İstasyonu Yerleşim Alternatiflerinin Jeolojik Açından Değerlendirilmesi, *Yapı Merkezi-Yüksel-Doğuş-Yeniğin İnşaat Ortak Girişimi*, (Yayınlanmamış Rapor), İstanbul.

On stability of Toktogul HPS canyon slopes under high seismic actions

N.M.Syrnikov

Institute of Geospheres Dynamics Russian Academy of Sciences, Moscow, Russia

V.Ya.Stepanov

Technical University of Tver, Tver, Russia

ABSTRACT: The paper presents some results of stability monitoring of natural slopes representing shore junctions of large HPS dam in the regions of high seismic activity for example of Toktogul HPS on River Naryn in Kyrgyz Republic. Seismic loading on constructions of Toktogul HPS during the period from the beginning of construction in 1964 till present time are discussed. The results of deformations measurements in canyon slope massifs are discussed. Long-term precise observations carried out inside slopes allowed to reveal and study some general regularity of slopes deformation. The main attention is paid to the analysis of influence on the HPS caused by Susamyr earthquake ($M=7.5$, 19th of August 1992). Intensity of this earthquake in the observation area was assessed as 7.6-7.8. There were occurred the vertical displacements (0.5 – 1 mm) along large steeply falling fissures that were instrumentally registered on different horizons.

1 INTRODUCTION.

Deformational processes, continuously taking place in rock slopes are activated under influence of earthquakes. During strong earthquakes on slopes, characterized by low stability, huge rock masses displacements happen, large cracks appear, landslides and avalanches of considerable volumes that often result in catastrophic consequences occur. Seismic effect on slopes may be considered as disturbance according to reaction on which the stability of single massifs is assessed.

Considering of physical nature of landslide displacement progress during earthquakes one should take into account not only appearing of additional stresses but decreasing of strength along cracks and rock contacts. Decreasing of strength along crack and contacts occur even during weak earthquakes, which appear quite often in seismic active regions. It leads to progress of micro-shifts, preceded lost of stability of considerable rock masses and appearing large landslide and avalanches.

The location of some dams (Zeyskaya, Toktogul, Rogun, Kambaratinskaya) in immediate proximity to earthquake ($M>7$) generating zone is susceptible to high level of seismic hazard and, therefore, it requires non-stop seismic activity control for prevention measures in due time.

The paper presents some results of stability monitoring of natural slopes representing shore junctions of large HPS dam (canyon walls) in the regions of high seismic activity for example of Toktogul HPS on River Naryn in Kyrgyz Republic (Fig.1). The powerful Toktogul station (1.2 million kWt) has a concrete gravity dam 215 m high and 295 m long along the crest, and water reservoir of 19.5 billion cubic meters. The dam is constructed on an altitude of 900 m above sea level and is one of the greatest hydropower constructions in the world. These investigations are the part of work on Project "Stability Monitoring of Toktogul Hydro Power Stations on River Naryn to prevent Disastrous Aftermath under Seismic Impact" (Project ISTC KR 547.2).

The purpose of the first stage of the Project work is the development of the Toktogul HPS seismomonitoring system. Ensuring of construction seismic stability was one of the main conditions of Toktogul HPS projecting. Strength and stability of the dam were calculated on effect of earthquake with intensity 10 and acceleration of 0.45g. At the same time the single constructional elements, that probably do not determine the construction safety as a whole could be disabled under effect of less seismic influence and the reaction of main buildings elements on seismic impact needs to be analyzed. The important problem is assessment of earthquake classes that really affect slopes and junctions rock

massifs. Solution of such problem is directly concerned with investigation of side stability, massif exogenous processes analysis, prediction of possible landslide and its consequences. Disturbance of stability of Naryn river canyon slopes in the dam location area and in tail water could cause serious and even catastrophic consequences. Large-scale landslide in tail water even distanced from the dam could lead to covering of Naryn river-bed and long-time period stop of operations of not only Toktogul HPS but all of hydropower stations of Toktogul cascade. Destroying of the dam inevitably results in catastrophic consequences on the whole region cascade.

Large territories of the Middle Asia and Southern Kazakhstan are exposed to effects of earthquakes. During last century, there were more than 75 earthquakes with magnitude above 8 within this territory. The earthquakes caused numerous damages of towns and living areas.

In 1946 (before the beginning of the dam construction) there was Chatkal earthquake with source located in the Talaso-Fergan fault area. At Toktogul HPS location area shaking intensity achieved VIII. Earthquake caused relief disruptions and triggered landslides that totally covered Naryn river at 12 km distance from the dam location. The landslides with total volume about 1 million cubic meters created the rockfill dams on the river that had led to the danger of the flood of settlements. But there were no noticeable canyon sides fracturing at the HPS location area.

2 SEISMIC LOADING ON CONSTRUCTIONS OF TOKTOGUL HPS.

Toktogul HPS area according to recent seismicity data is characterized by high seismic activity and could be attributed to zone with earthquakes intensity IX.

Consequences of earthquakes that Toktogul HPS survived, before 1992 didn't specially study because there were no strong earthquakes near Toktogul HPS location starting from the beginning of construction in 1964 till 1992. Analysis of in situ observation results on Toktogul HPS during this period showed that dam measuring systems response to the seismic events with M about 5, but these influences didn't result in any damages that may excite apprehension (Marchuk et al. 1994).

In 1992 there were 2 earthquakes with epicenters located near Toktogul HPS: Kochkor-Atinsk earthquake ($M=6.3$) in May, 1992 and Susamyr earthquake $M=7.3-7.5$, 19th of August 1992.

Combined analysis of results of seismic regime and massif shifts and deformation measurements during 25-years period of observations (1970-1995)

showed that earthquake with intensity 5-6 in the dam area had no essential influence on massif deformation processes. Instrumentally there were recorded no noticeable effect on deformation dynamic of the studied region during Kochkor-Atinsk earthquake ($M=6.3$) in May 1992 with intensity 7-8 in epicenter located directly near Toktogul hydro-system. It should be notice that after earthquake there was no slopes surface and gallery rock massifs collapse in concerned region as well as visible chips and cracks.

Analysis of data obtained with the help of control-measuring equipment during operation period shows that seismic events with magnitude less than 5 or with energy class less than 14 cause reversible deformations and shifts in the dam construction.

Appreciable influence on stress-strain state of the Toktogul HPS dam was caused by Susamyr earthquake (Chose et al. 1997, Melors et al. 1997) $M=7.3-7.5$, 19th of August 1992. Seismic load vector was directed from the reservoir perpendicularly to the dam location axis, intensity of shaking on the Toktogul HPS dam was assessed to be equal to 7.6-7.8. Earthquake was unexpected and caused panic of operation personal. Nevertheless just after Susamyr earthquake overall instrumental observations of Toktogul HPS were organized. There were analyzed displays of 270 devices, recorded on the 19th of August 1992 in comparison with previous years displays and earthquake preparation period. Maximum response was obtained in the measuring systems controlled filtration regime in the basement and of shore adjacency of the dam. In upstream piezometers in right shore basement there were registered 4-6 m rising of the level, in piezometer tubes with intake channel near fissures - 17 m rising, that are an evidence of shifts along cracks and rock decompression.

Plumb-lines inside the dam and shores registered residual shifts of the dam mostly in the direction of right shore up to 0.4-0.5 mm in the zone of 780-825 m levels. Near shore sections shifted to the sides by 0.4 mm in the direction of right side and by 0.88 mm to the left side. Irreversible horizontal shifts of Toktogul HPS dam in the direction of tailwater measured by plumb-lines on the 20th of August, from 905 m level to 785 m level was 1.2 mm and 0.32 mm accordingly. In the HPS building rooms cracks were springing up in partition and pane of windows panels.

During Susamyr earthquake mass landslides were observed above location of storage that led to formation of rockfill dams, which were washed out after several hours of existence. The fact of formation and short period existence of these rockfill dams is testified by results of inspections during the first days after earthquake.

There were collected and analyzed the results of instrumental in situ measurements on dam and canyon sides on Toktogul HPS over 1993-2004 years: stresses inside dam, horizontal and vertical shifts of rock sides of the dam, filtration discharge of water, reservoir levels and other. Analysis of data concerning variation of reservoir water level and catalogue of important seismic events with $M > 4$ showed that the tremor occurred on 23rd of May 1993 with $M=4.7$, $K=11$, $h=3$ km, $R=88$ km and two more tremors in January 1997 with $M=6$, $h=16$, $R=140$ km and shaking intensity 4 (during draw-off) can be treated as generated earthquakes. It should be noticed that all mentioned seismic events are related to draw-off periods and low level of headwater or to periods of fast reservoir filling. This circumstance can be one of signs of reservoir influence on seismologic state of near tail water region.

Totally over 1993-2002 years period Toktogul HPS resisted 55 substantial seismic events with $M=4 - 6$ including 8 events with $M=5 - 5.7$ and 2 events with $M=6$. Unfortunately they were not classified as natural or generated earthquakes. HPS buildings were not exposed to special combination of loads, but in materials of in situ observations there are no indications that could inspire anxiety about construction safety. It should be noticed that 2003 year compared to 2002 year is characterized by higher seismic activity. According to Obninsk bulletin data in 2003 in near reservoir region of Toktogul HPS within radius of 200 km from the dam there were 30 essential seismic events with $M > 4$ (in contrast to 9 events in 2002), including events on the 5th and on the 22nd of May 2003 with magnitudes of $M=5.3$ at a distance of 67 km and $M=5.6$ at a distance of 151 km respectively, while in 2002 there was only one earthquake with $M=5.5$ at a distance of 212 km.

In June-July 2004 in situ investigations of canyon slopes in area of the Naryn river were performed. It was determined that state of slopes above main constructions of hydro-system are wholly satisfactory. There were registered no signs of stable slope state disturbance, except rock block on the right side at 930-950 m levels. State of main large fractures, separated rock blocks, seems to be stable. An anxiety is caused by area on right side at 930-950 m levels. This area consists of 4 blocks system, where the largest blocks have volume of 3 thousands m^3 and 4 thousands m^3 . They pose a real threat for Toktogul HPS building under calculated seismic load. Special monitoring was organized along fractures separated these blocks.

Examining of slope conditions of canyon part of reservoir showed that the most part of revealed during surveying potentially unstable rock massifs are located under the water of reservoir. Upper

parts of these massifs with small exceeding of reservoir water level represent no danger. Along the slopes on steep areas in large tectonic disruptions regions there are signs of relatively recent collapse of small-size blocks of rock, which volume do not exceed tens and hundreds of cubic meters. Presence of stress concentration zones in fault vicinities near canyon surface where the "unstable massifs" were revealed confirms by calculation with use of mechanical model of solid body with heterogeneities (Rodionov & Syrnikov 2000; Syrnikov & Vasilyeva 1997).

Thus, inspection showed that at present total state of rock canyon slopes in the Toktogul HPS region above main constructions, in head water and tailwater of hydro-system seems to be stable. At the same time, it is necessary to carry out investigations of stress-strain state of the Naryn river canyon and hydro-system constructions considering instrumental observations data for specification of seismic stability of buildings and canyon slopes.

3 NATURAL AND MAN-MADE GEOMECHANICAL PROCESSES IN REAL STRUCTURES IN CANYON SLOPE MASSIFS.

Long-term precise observations carried out inside slopes in Toktogul HPS area in 1970 – 1995 years allowed to reveal and study some general regularity of slopes deformation.

The following types of deformations and displacements in slopes could be listed:

- tectonic displacements, localized on block junctions along faults;
- displacements and deformations caused by natural unloading of slopes with time and rocks creeping;
- displacements and deformations as a result of meteorological conditions change and ground water level variation;
- displacements caused by this seismic activity, including displacements progressed after stop of seismic action;
- deformations caused by Moon and Sun tides with 8, 12 and 24 hours period;
- man-made deformations caused by mining and construction works, additional load from dams and reservoirs, mine working and so on.

For horizontal deformation measurements extensometer with continuous photo-optical registering were used. Vertical displacements were measured with the help of groups of permanently installed hydrostatic leveling instruments of different constructions. These instruments allowed measuring of single blocks horizontal and vertical

displacements along large cracks including the cracks with a high dip-angles 69 (station 1), 995 and 995a (stations 2 and 4), the crack 550 having a dip at low angle (station 6), the systems of cracks (station 7). Stations 3 and 5 were located in rock massif outside the crack zone. Bases of measurements were selected according to the crack widths and their zones of influence and were equal to values from 5 to 32 m. Observation stations are located inside left slope on dam site at 815 m, 870 m and 905 m levels at a height of 125 m, 180 m and 215 m from the basement (Fig.1) and at right slope 930 m level. Moreover, inside galleries walls, along all their length at the same levels there were installed benchmark. Leveling was made periodically 2 – 4 times per year.

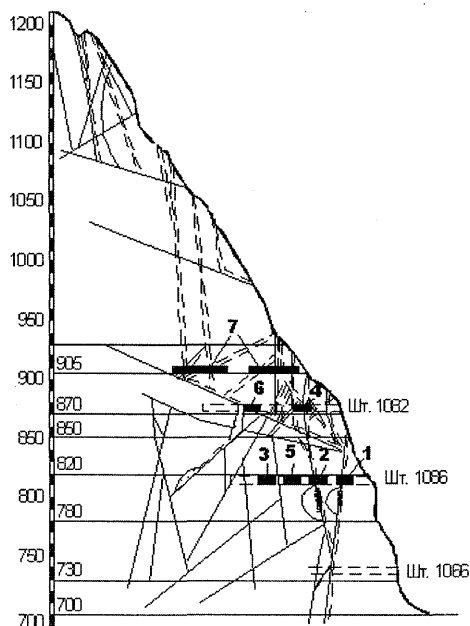


Figure 1 Observation stations location scheme (1 - 7 : station numbers)

By instrumental observations there were defined that modern tectonic movements in rock folded areas are mainly localized in block junctions and along the faults. Velocities of displacements along faults (observations were carried out for the faults of III rank) are up to 1 mm per year. Block inclinations, as a result of their irregular movements along faults, reach values of 3 - 4 seconds per year.

Results of long-time observations allow realizing regularities and the dynamics of slope deformations progress. Generalized graphs of deformations, calculated as an average of measurements made by

group of parallel installed devices on observation stations inside slopes of Toktogul HPS area, are represented in Figure 2. Time period 1970-1988 includes stages of HPS building and reservoir filling. Solid line represents horizontal deformations, dashed line – vertical deformations.

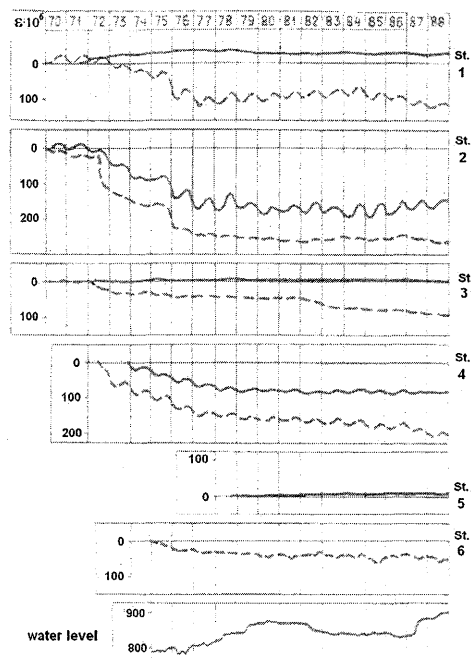


Figure 2. Results of deformation measurements and reservoir level variation during 1970-1988 years

Analysis of obtained results shows that inside slopes irreversible (residual) deformations of unload and creep are progressed, as a result of this process rock massif shifts in the direction of free surface. Having general slow movement of whole slope in the direction of river valley, there are existed more intense local movements of blocks. Velocities of rock massif displacements increase with approaching of daylight surface, moving away deeper into massif they distinctly decrease and practically attenuate at a depth of 100-150m. The most intensive displacements were registered along large cracks and in their zones of influence. Value of vertical displacements along cracks 995 and 995a and in their zone of influence during 1970-1990 years at 815 m horizon was 3.0 mm, at 870 m horizon – 5.6 mm, for horizontal displacements – 2.0 and 1.2 mm respectively. For all stations vertical component had higher value that is caused by high steepness of slopes.

According to results of periodic leveling of bench-marks maximum displacements are registered on bench-marks that located closer to daylight surface. Their maximum shifts relative to bench-marks placed deep in massif and considered as fixed reached values of 4 – 6 mm. This is corresponds with data, recorded on observation stations by permanently installed instruments. During reservoir filling there were observed slow inclination of tectonic block, on which the dam is located, in the direction of headwater side. The incline value was 6 – 8 seconds.

Based on intense of progress with time of deformation and displacement of slopes one may enumerate three stages, which are clearly seen on represented graphs:

- stage of slope natural deformations caused by unload and creeping of rocks;
- stage of intensification of slopes deformations under influence of man-made factors;
- stage of relatively stable slopes deformation.

Natural deformations of the first stage are deformations that were progressed in slopes before construction works. On graphs they are related to first two years period of observations (1970 – 1971). These are a long time deformations that progress in slopes due to their gradual unload in the near surface area and because of rock massifs creeping. These two processes are gone on at the same time and practically could not be separated. Values of velocity of slopes unload and creeping deformations in fissured limestone in Toktogul HPS area were $3 \cdot 10^{-6}$ – $2 \cdot 10^{-5}$ 1/year. Measurement data obtained under different geological and tectonic conditions in lower parts of the slopes which first of all could be explained by evolution of unload and creeping deformations show that the velocities of the creep deformations vary from $3 \cdot 10^{-7}$ to $2.5 \cdot 10^{-5}$ 1/year.

Intensification of slopes deformation was observed during 1972-1977 years during the period of the most active disturbance of massifs natural equilibrium because of mining works in foundation, excavation of large section galleries, cement grouting of single cracks and dam adjacency zone, initial stage of reservoir filling that characterized by abrupt level variation. During this period deformation velocities reached values of 10^{-4} 1/year, vertical displacements in the influence zone of 995 crack on base of 11 m in 1972 year was about 1 mm, on station 3 on base of 24 m out of the cracks influence zone – 0.6 mm. Reverse trend of deformations was observed in 1972 on the station 2 (crack 995 zone of influence). This could be explained by the fact that after reaching of certain depth during reservoir filling and creation of corresponding load on the dam, the dam transfers a part of the load into massif and causes its

compression. Especially noticeable increase of displacement velocities was related to blasting operations inside the slope when creating a large tunnel and fast decrease of reservoir water level in some years.

Stabilization of deformations and rock massif displacements become evident on graphs starting from 1978. By that period dam construction was finished, reservoir depth in headwater reached 150 m, and its level reached investigation galleries levels where observations were conducted. Stabilization of deformations and displacements during this period might be explained by volumetric effect of dam work and rock massif adaptation to new conditions. Further increase of reservoir level didn't result in noticeable rise of the displacement velocities.

Season deformations are caused by external temperature variation and rock water saturation change in different seasons. These deformations stand out against the background of slow irreversible displacements. Season deformation variations at different distances from the daylight surface correlate with external temperature variations with some delay. As far as moving away from daylight surface, delay period increases from 15 days at a distance of 20-25 m from the slope surface to 2 months at a distance of 70-95 m, amplitude of season periodic deformations correspondingly reduce from $12 \cdot 10^{-6}$ to $2 \cdot 10^{-6}$.

Considering physical nature of land sliding displacements processes during earthquakes, one should take into account decreasing of strength along cracks and rock contacts which occurred even under weak seismic effect and resulted in micro-displacements progress that preceded stability lost of significant rock masses on the slopes and appearance of large landslips and rock falling.

Deformation and rock massifs displacements observation data in characteristic and the weakest points of the slopes (large cracks and faults) in the Toktogul hydro-station area in 1970 – 1995 years related to the period of high seismic activity of considered region, including induced seismicity caused by Toktogul HPS and large reservoir construction works. At the same time, there were occurred two earthquakes with epicenters in immediate proximity to Toktogul hydro-station – Kochkor-Atinsk ($M=6.3$) in May, 1992 and Susamyr ($M=7.3-7.5$) in August, 1992. Intensity of these earthquakes in the observation area was assessed as 4 and 7 (7.6-7.8) respectively. Epicenters were located at the distances 60 and 90 km from the dam respectively.

Analysis of the results of seismic conditions, slope rock massifs deformations and displacements measurements during twenty-five years period of observations (1970 – 1995 years) shows that earthquakes with intensity in the dam area of lower

then 5 – 6 have no noticeable influence on deformation processes. By instruments there were registered no essential effect on slopes deformation dynamics in the considering area of Kochkor-Atinsk earthquake.

During Susamyr earthquake in August 1992 there were occurred spasmodic vertical displacements along large steeply falling fissures that were instrumentally registered on different horizons. These micro-displacements value was 0.5 – 1 mm (Fig.3). Along other cracks there were also registered slight vertical displacements, and horizontal shifts for some fractions (Fig.4). The displacements in undisturbed massif (without faults and large cracks) are shown in Figure 5.

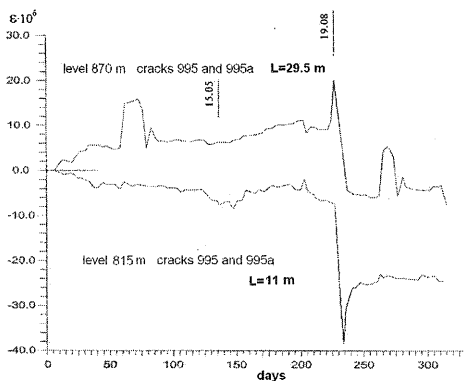


Figure 3. Vertical displacements along steeply falling cracks 995 and 995a according to results of observations on 815 m and 870 m horizons in 1992, L – measurement base

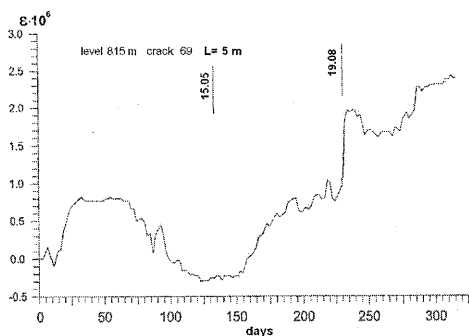


Figure 4. Horizontal displacements along crack 69 on 815 m horizon in 1992

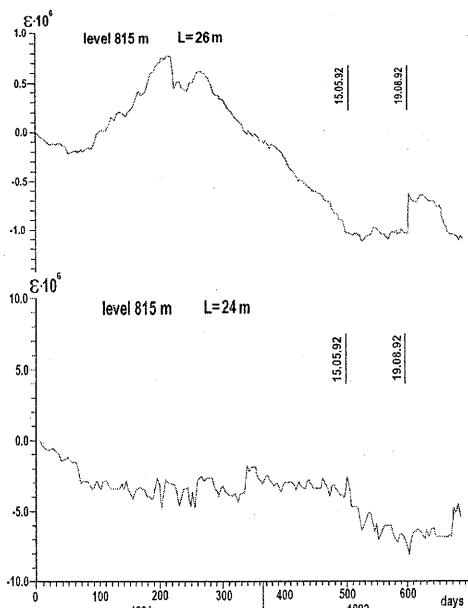


Figure 5. Horizontal and vertical displacements in undisturbed massif

Displacements became stable with time. It should be mentioned that after earthquake there were no rock massif collapses from slope surface and in galleries, as well as visible chips and fissures in the dam area.

For assessment of influence of seismic loads of different intensity on character of slope deformations, there were analyzed results of observation of displacements along cracks 69, 995a (stations № 1, 2) during industrial explosions that were made nearby as a result of tunneling work. The most significant explosion effect was on displacement progress of steeply-falling crack number 995a. Maximum shifts were determined during explosions in massif between cracks number 69 and 995a. After explosions which intensity in the observation point was equal to 8 there were observed 15-20 times increasing of displacement velocities, comparing to previous period of time. Displacements became stable with time and their velocities were corresponded to observed ones before explosions. For explosions which seismic effects on observation region were lower there were no instrumental confirmation of increase of displacement velocities along cracks and deformation of rock massif.

4. CONCLUSIONS

1. In slopes of the Naryn river valley on the area of main constructions of Toktogul HPS by geology survey works there were revealed 30 potentially unstable massifs with volume from 15 thousands m^3 to 1100 thousands m^3 with total volume of 7505 thousands m^3 . In most cases the potentially unstable massifs are related to the steepest parts of slopes.
2. Stability of Naryn river canyon sides in Toktogul HPS region is determined by engineer and geological peculiarities of dame site area and present geodynamic processes, among which the strongest influence on canyon side condition are exerted by surface unloading and seismic impact.
3. By instrumental observations there were defined that present tectonic movements in rock folded areas are mainly localized in block junctions and along the faults. These data correspond with the average values of the modern deformation rates of Earth crust in rock folded areas of Middle Asia - 10^{-7} - 10^{-8} 1/year.
4. By instrumental observations there were defined that present tectonic movements in rock folded areas are mainly localized in block junctions and along the faults. These data correspond with the average values of the modern deformation rates of Earth crust in rock folded areas of Middle Asia - 10^{-7} - 10^{-8} 1/year.
5. Seismic shaking with intensity more than 7 results in noticeable increase of displacements velocities. In spite of the fact that during Susamyr earthquake displacement velocities in slope massifs have been attenuated with time and gradually approached background values, such impacts should be considered as dangerous for constructions.

This research was supported by ISTC KR 547B.

REFERENCES.

1. Marchuk A.N., Umralin K.B., Moldobekov Zh.I. et al. 1994. Reaction of Toktogul and Kurpsaisk HPS on repeated earthquakes. *Hydro-technical building*, №5: 26-30
2. Chose S., Melors R.J., Korienkov A.M. et al. 1997. The $M_s=7.3$ Suusamyr Kyrgyzstan Earthquake in the Tian-Shan: Aftershock Focal Mechanism and Surface Deformation. *BSSA*, Vol. 87, № 1.
3. Melors R.J., Vernon F.L., Pavlis G.L. et al. 1997. The $M_s=7.3$ 1992 Suusamyr Kyrgyzstan Earthquake: 1 Constants on Fault Geometry of Source Parameters Based on Aftershocks by Body-Wave Modeling. *BSSA*. Vol. 87, № 1.
4. Rodionov V.N., Syrnikov N.M. 2000. Structure manifestation in heterogeneous rock massif. *Proc. EUROCK 2000 Symposium, Aachen*: 447-452.
5. Syrnikov N.M., Vasilyeva T.V. 1997. On disturbances of rock massif balance from man-made actions. *Proc. Int. Symp. "Engineering geology and the environment"*, Athens, v.3: 2885-28

Olasılığa dayalı şev duraylılığı analizi: Orhaneli açık ocağı şevleri örneği

Probability analysis on slope stabilities: A case study at Orhaneli mine slopes

H. Ş. B. Düzgün, C. Karpuz

Orta Doğu Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara

ÖZET: Bu çalışmada TKİ Genel Müdürlüğü'nün Orhaneli İşletmesi açık ocakları Gümüşpınar panosunun şev duraylılığı analizleri Monte Carlo simülasyonu ile yapılmıştır. Söz konusu panoda daha önce kayan bir heyelan şevinin (büyük heyelan şevi) duraylılığı ile Gümüşpınar köyü ile ocak arasında bırakılan topuğun kayma olasılıkları hesaplanmıştır. Bu hesaplamalarda dayanım parametreleri (kohezyon ve sürtünme açısı) ve geometrik parametreler (şev açısı, şev yüksekliği, vb.) için olasılık dağılımları kullanılmış ve kayma olasılığı 10 000 adet Monte Carlo benzetişimi yapılarak elde edilmiştir. Büyük heyelanın şevinin kaymadan önceki hali için kesitler üzerinde yapılan analizlerde kayma olasılığı bulunmuş ve bu olasılık değeri referans olarak kabul edilerek köy ile ocak arasında bırakılan topuğun kayma olasılığı değerlendirilmiştir. Tüm analizler düzlemsel kayma geometrisi esas alınarak yapılmıştır. Büyük heyelan şevinin kayma olasılığı %51 civarında bulunmuştur ki bu değer kaymaya işaret etmektedir. Bu değer için oluşturulan parametreler ve olasılık dağılımlar topuk için kullanıldığında topuğun kayma olasılığı %13 olarak hesaplanmıştır. Olasılık yöntemlerde genellikle kabul edilebilir kayma olasılığının %10-15 civarında olduğu göz önüne alınırsa % 13 olarak hesaplanan kayma olasılığı, duraylı gözükmeyle birlikte yine de kritik bir değerdir

ABSTRACT: This paper presents the results of slope stability analysis by using Monte Carlo simulation technique at the Gümüşpınar panel of the Orhaneli mine of TKİ. The stability analyses cover the sliding probability calculations of the pillar left between the mine and Gümüşpınar village and the large mass failure (already occurred). 10 000 simulations were carried out in Monte Carlo technique considering the strength (cohesion and friction angle) and geometrical parameters (slope height, angle etc.). First, the friction parameters were determined by using the back analyses of the large slope failure data, and then they were utilized for the stability analysis of the other parts of the mine. All analyses were carried out based on plane failure. The probability of large slope failure has been determined as 0.51 which shows the instability, however the corresponding value was determined as 0.13 for the pillar left between the village & mine. In the probability analyses, since 0.10-0.15 probability of failure is considered to be stable, it can be concluded that pillar seems to be stable.

1 GİRİŞ

Bu bildiri, TKİ Genel Müdürlüğü Orhaneli İşletmesi Açık ocakları A1, ve Gümüşpınar Panolarında Şev tasarımı çalışmalarıyla ilgili projenin bir bölümünü içermektedir. Bu bölümde; Gümüşpınar panosunda 2004 yılında meydana gelen büyük kütle yenilmesinin nedenleri, sonrasında burada duraylı şev açısı tesbiti ve A1 panosunun doğusu ile Gümüşpınar köyünün kuzeybatısında Gümüşpınar köyünü korumak amacıyla bırakılan topuğun stabilitesi çalışılmıştır (Karpuz ve ark.2006).

Çalışmalar;

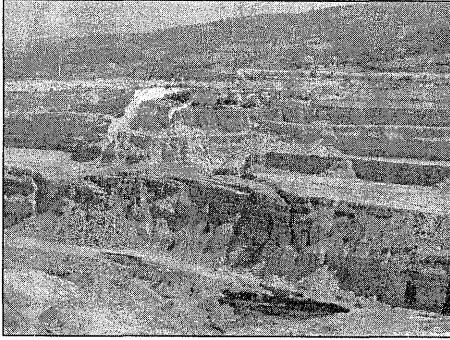
- i. SLIDE ve FLAG 2D programları
 - ii. 3DEC programı
 - iii. Olasılık yöntemi
- kullanılarak sürdürülmüştür.

2. ŞEV STABİLİTE ANALİZLERİ

Büyük heyelan, iki fay zonu arasındaki kama biçimindeki siltli killi kütlenin önce faylar boyunca hareketlenmesi ve sonra siltli killi örtü tabakasında çatlama ve dilimlenme ile ayrılmaya çalışması

şeklinde üç boyutlu bir yapıda gerçekleşmiştir. Diğer bir deyişle, iki fay ve kömür tabakası üstündeki zayıf, plastik killi malzemenin tayin ettiği üç boyutta meydana gelmiştir.

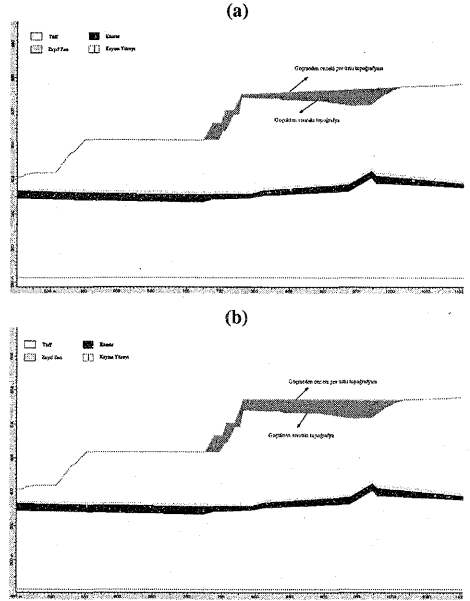
Önce kaymış ve sonrasında duraylı hale gelmiş olan büyük heyelanın (Şekil 1) hem iki boyutlu hem de üç boyutlu canlandırılması yapılarak, hakim (dominant) örtü tabakası olan siltli killi seviyeye ait kayma hareketinde etkin olan makaslama parametreleri tesbit edilmiştir. Diğer duraylılık analizleri de tesbit edilen bu parametrelerle yürütülmüştür.



Şekil 1. Heyelan bölgesinin görünümü

2.1 Kaymadan önceki kesit ve şev geometrisi durumunun belirlenmesi

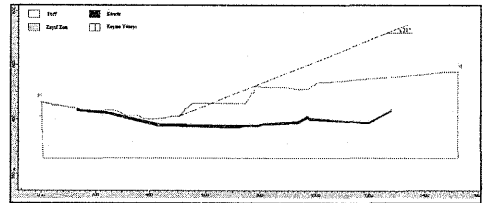
Bu amaçla, kaymadan önceki arazi geometrisi ve bu arazide kayma mekanizmasını modelleyen analizlerin yapılacağı kesit ve şev geometrisinin belirlenmesi yapılmıştır. Kayma mekanizmasının tayininde aşağıya doğru 15-30 m hareket eden ve rijid kütle halinde momentsel rotasyon hareketi yaparak yer değiştiren kütlelerin kuvvet ve moment dengelerinin değişmesinde rolü büyüktür. Bu nedenle öncelikle göçme bölgesinde şev aynasına dik kesiti ve bu bölgenin hemen yanında sağlam duran kısımda yer alan şev aynasına dik kesiti kullanılarak bölgenin göçme öncesi şev geometrisi alternatifleri canlandırılmıştır, (Şekil 2 a ve b). Bu çalışmalarda Şekil 2'de şev üstündeki koyu renkli alan burada önceden mevcut olan ancak göçme sonucu denge durumuna doğru hareket ederek kuvvet uygulama etkinliğini yitiren şev malzemesini göstermektedir. Kesit ve şev geometrisi incelenerek heyelan sırasında genel şev açısının yaklaşık 24° civarında olduğu, örtü yükünden yukarıdan inceltme yapılmadan kömür üretimi yapılmaya çalışılması ve bir an evvel kömürün üzerini açmaya yönelik dekapaj çalışmaları nedeniyle bu açının 27° civarına çıkarılacağı sırada heyelan olduğu tahmin edilmiştir.



Şekil 2. Heyelandan önceki şev geometrisi ve topoğrafyanın canlandırma çalışmaları

Bu seçilen kesitlerdeki tesbitlere göre önde topuk olarak tutulan platformun şev açısı 33° civarındadır. Platform genişliği 100-200 m arası değişmekte olup genelde 150 m civarındadır. Platform yüksekliği yaklaşık 80 m'dir. Öndeki bu topuk üzerine gelen ve şev üstüne kadar olan 60 m civarında yükseklikteki kısımda yaklaşık 15 m genişlikte 20 m yükseklikte iki basamak mevcuttur. Böylece şev aynası arkasında kömür üstü örtü tabakası ve dolayısıyla genel şev yüksekliği 140-150 m kadardır.

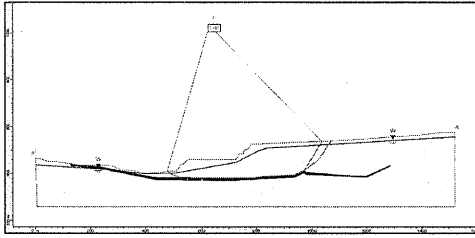
Kayma sonrasında ise, fay zonları arasındaki bu bölgede 27°-30° lik genel şev açıları hedeflenerek yapılan dekapaj çalışmaları şev açısı 24° civarında iken kayma ile sonuçlanmış ve kayma hareketleri 21°-22° lik doğal bir şev oluşturacak şekilde bir genel şev açısı ile dengeye ulaşarak durmuştur, (Şekil 3). Bu durmada üzerinde kayma gerçekleşen kömür üstü zayıf tabaka eğiminin kayma yönüne ters olmasının etkisi olduğu sanılmaktadır.



Şekil 3. Kayma sonrası oluşan genel şev açısı

2.2 Büyük Heyelanın geriye dönük modellenmesi-İki boyutlu analizler

SLIDE Programı Janbu metodu ile iki boyutlu kesit analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde kömür üstü zayıf tabakanın ve üstündeki silttaşı-kiltaşı seviyelerinin özellikleri ve günümüze uyarlanan yeraltı suyu seviyesi alınarak kullanılmıştır. Fay kesişim hattının kohezyon değeri sıfırda sabit tutulup, fay sürtünme açısının kompozit kayma yüzeyine ait güvenlik katsayısı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Kayma yüzeyi fay zonu içerisinden geçirilerek, kömür üstü ardalı malzeme ve zayıf malzeme için belirlenen özellikler sabit tutulmak kaydı ile, güvenlik katsayısını 1'e getirecek fay sürtünme açısı 10° olarak belirlenmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Kayma yüzeyi fay zonu ve kömür üstü zayıf tabaka içerisinden geçirilerek oluşturulan kompozit yüzey ve güvenlik katsayısı; fay sürtünme açısı 10 derece için analiz

3 OLASILIK YÖNTEMİNE GÖRE DURAYILIK ANALİZLERİ

3.1 Olasılık Yönteminin şev stabilitesinde kullanımı

Güvenli şev tasarımı ya da kaya şevleri için güvenli şev açısının belirlenmesi kaya mühendisliğinin karmaşık problemlerinden biridir. Problemi karmaşıklaştıran en önemli etken şev duraylılığı parametrelerindeki belirsizliklerdir. Analiz ya da tasarım parametrelerindeki belirsizliğin miktarı, şevin kayma olasılığını belirleyen en önemli etken olduğundan, olasılık yöntemlerin kaya mühendisliğinde uygulanması ile bu belirsizliklerin, analizlerde göz önüne alınması söz konusu olmuştur (Düzgün et al., 1999, Düzgün, 2002). Olasılık temelli olmayan şev tasarımlarında belirsizlikleri sistemli şekilde modelleme imkanı olmadığından genellikle tasarım parametreleri, ölçümlerle mühendislik tecrübesinin birleştirilmesi sonucunda belirlenmektedir. Şu da unutulmamalıdır ki olasılık yöntemler mühendislik tecrübesini tasarımda kaldırmak için değil, tasarımda bunu desteklemek için vardır. Bu nedenle şev tasarımı olasılık yöntemlerin kullanılması hem tasarımcı mühendisi

destekleyecek hem de tasarımdaki güvenilirliğin olasılık olarak belirlenmesine altlık sağlayacaktır.

Tüm bu özelliklerinden dolayı olasılık yöntemlerin kaya şevi tasarımında ve analizlerinde kullanılması son yıllarda giderek artmıştır (Örnekler: Shuk, 1970, McMahon, 1971, Piteau ve Martin, 1977, Kim ve ark., 1978, Major ve ark., 1978, Baecher ve Einstein, 1978, Priest ve Brown, 1983, Kirsten, 1983, Morriss ve Stoter, 1983, Esterhuizen, 1990, Genske ve Walz, 1991, Muralha, 1991, Rosenbaum, 1991, Sandroni, 1993, Muralha ve Trunk, 1993, Düzgün, 1994, Park ve West, 2001, Düzgün ve ark., 2003). Bu çalışmaların pek çoğu başlangıçta hipotetik örneklerle sınırlı kalmışken son yıllarda pratikte kullanımı yaygınlaşmaya başlamıştır.

3.2 Yaklaşım

Bu bölümde olasılık yöntemleri aracılığı ile, hem Gümüşpınar köyüne bırakılan topuğun duraylılığı hem de büyük heyelanın oluşması ve sonrası için şevlerin duraylılıkları çalışılmıştır. Daha sonra iki yöntemle bulunan sonuçların karşılaştırılması yapılmıştır. Olasılık yöntemlerin en önemli avantajı, analizlerde kullanılan parametrelerde var olan belirsizliklerin, olasılık dağılımlar yolu ile hesaba katılmasıdır.

Olasılığa dayalı kayma analizlerinde kullanılan parametreler;

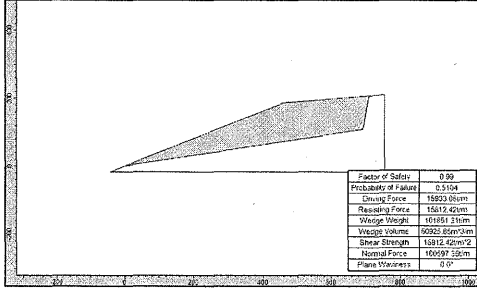
- a. Dayanım parametreleri (kohezyon ve sürtünme açısı) ve
- b. Geometrik parametreler (şev açısı, şev yüksekliği, vb.)

olup bunların programda kullanılan girdi değerleri, daha önceki nümerik analiz ve deterministik limit denge analizi yöntemlerinde kullanılan parametrelerin aynısı olup, kesitler üzerinde olasılığa dayalı kayma analizleri bu değerlerle yapılmıştır. Olasılık dağılımlar kullanılarak güvenlik katsayısı Monte Carlo benzetimi yöntemi ile 10000 adet benzetişim yapılarak hesaplanmıştır. Hesaplama sonucunda, şev duraylılığı analizinde rol oynayan parametreler belli aralıklar arasında tahmin edilebilmiştir. Bu tür tahminler için de en uygun dağılımlardan biri olan uniform dağılım kullanılmıştır.

Analizler Rocplane adlı olasılığa dayalı şev duraylılığı yapan yazılım yardımı ile yapılmıştır. Daha sonra güvenlik katsayısının dağılımı analiz edilerek kayma olasılıkları bulunmuştur. Yukarıdaki canlandırma çalışmalarından elde edilen ve bu analizlerde kullanılan girdi parametreleri şunlardır: Kohezyon (c) 10 t/m^2 , sürtünme açısı (ϕ) 5° , şev açısı 22° , birim ağırlık 2 t/m^3 .

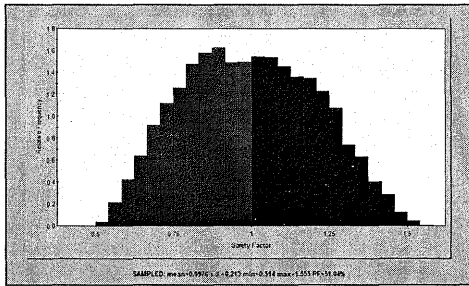
3.3. Büyük Heyelanın Analizi

Rocplane yazılımı düzlemsel kayma modelleri için geliştirildiğinden, önce kesitlerdeki şev geometrisine karşılık gelen düzlemsel kayma geometrileri bulunmuştur. Bu amaçla Şekil 1'de verilen büyük heyelanın düzlemsel kayma geometrisi Şekil 5'de verilmiştir.



Şekil 5. Büyük heyelan şevinin kaymadan önceki haline karşılık gelen düzlemsel kayma şev geometrisi

Büyük heyelanın şevinin kaymadan önceki hali için kesitler üzerinde yapılan analizlerde kayma olasılığı 0.51 (% 51) bulunmuştur. Olasılık yöntemlerinde genellikle kabul edilebilir kayma olasılığı %10 - 15 civarında olduğundan, hesaplanan bu olasılık değeri çok yüksek bir değer olup, şev kayma durumunu belirtmektedir. Diğer bir deyişle, fiilen kaymış olan ve nümerik analizlerde de bulunan kayma parametreleri, olasılık yaklaşımında da kayma (yenilme) göstermiştir. Bu olasılığın hesaplandığı güvenlik katsayısı dağılımı Şekil 6'da verilmiştir.

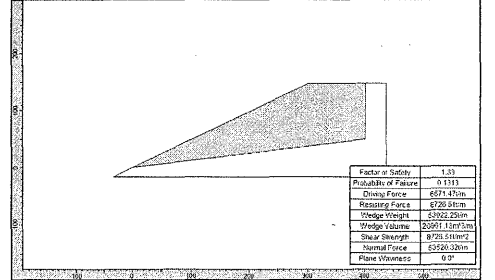


Şekil 6. Büyük heyelan şevinin kaymadan önceki halinden tahmin edilen kesitlerde yapılan olasılık analizlerinde bulunan güvenlik katsayısının dağılımı

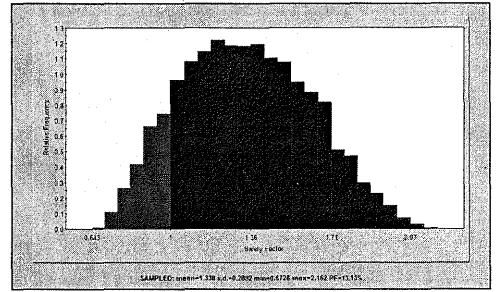
3.4. Gümüşpınar Köyüne Bırakılan Topuğun Duraylılık Analizi

Benzer olarak, köye doğru alınan kesitin düzlemsel kayma geometrisi de Şekil 7' de, olasılığı

hesaplandığı güvenlik katsayısı dağılımı Şekil 8'de verilmiştir. Bu kesitler üzerinde yapılan olasılık analizlerde de kayma olasılığı 0.13 (% 13) olarak hesaplanmıştır. Olasılık yöntemlerinde genellikle kabul edilebilir kayma olasılığı %10 - 15 civarında olduğundan daha önce bahsedilmişti. Dolayısıyla % 13 olarak hesaplanan kayma olasılığı, duraylı gözükmeyle birlikte yine de kritik bir değerdir.



Şekil 7. Köye bırakılan topuk kesitlerinde yapılan analizlerde kullanılan düzlemsel kayma geometrisi



Şekil 8. Köye bırakılan topuğun kesitleri üzerinde yapılan analizlerdeki güvenlik katsayısının dağılımı

Diğer taraftan, şev duraylılığı analizlerindeki parametrelerdeki belirsizliği, varyans veya standart sapma değerleri temsil etmektedirler ve bunlar arttıkça olasılık da artar. Dolayısıyla, parametrelerdeki belirsizlikler arttığında, hesaplanan %13'lük kayma olasılığının da artacağı göz önüne alındığında kayma riski de artacaktır. Bu nedenle, parametrelerdeki belirsizlikleri azaltmaya yönelik deplasman izleme çalışmaları, bu şev için özellikle yapılmalıdır.

4 SONUÇ VE ÖNERİLER

Gümüşpınar köyünün kuzey batısında bırakılan yaklaşık 120 metre genişliğindeki topukla şimdilik denge mevcuttur. Ancak kömür alınıp şev açıları 36° civarına çıkarıldığında duraylı olmakla birlikte, meskün mahale yakın olması nedeniyle güvenlik

katsayısının 1.5 civarında olması gerektiği gerçeğinden hareketle, kayma riski mevcuttur. Bu nedenle, bu bölümde kömür hızlı bir şekilde kazılıp hemen arkasından da iç döküme geçilmelidir. Bu işlemin çok çabuk yapılmasında büyük yarar vardır. Bu uygulama ile iç dolgunun topuk işlevi görmesi amaçlanmaktadır.

Diğer taraftan, Orhaneli İşletme müdürlüğüne geometrisi verilen ve İşletme Müdürlüğüne de uygulaması yapılan "Deplasman İzleme" programının sonuçları çok önem kazanmaktadır. Bu nedenle bu ölçümlerin ocağın bu bölümündeki çalışmalar süresince titizce takip edilmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Baecher, G.B. & Einstein, H.H., 1978. *Slope Stability Models in Pit Optimization*. Proc. of 16th APCOM Symp., 501-512.
- Düzgün, H.S.B., 1994. *Plane Failure Analysis of Rock Slopes: A Reliability Approach*. Master Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi
- Düzgün, H.S.B., Yüçemen M.S. & Karpuz, C., 2003. A Methodology for Reliability-Based Design of Rock Slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 36, pp. 95-120.
- Esterhuizen, G.S., 1990. *Combined Point Estimate and Monte Carlo Techniques for the Analysis of Wedge Failure in Rock Slopes*. Proc. of Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering Symp., 125-132.
- Genske, D.D. & Walz, B., 1991. Probabilistic Assessment of the Stability of Rock Slopes. *Structural Safety*, 9, 179-195.
- Karpuz, C., Koçyiğit, A., Tutluoğlu, L., Düzgün, Ş., Koçal A., Alkılıçgil Ş., Erdem, E., TKİ, *Orhaneli Açık Ocakları Pabolarında Şev Tasarımı ve Dragline Çalışma Sisteminin Belirlenmesi*, ODTÜ Agudos Proje Kod. No:05-03-05-2-00-13, 100 sayfa, Mayıs 2006, Ankara
- Kim, H.S., Major, G. & Ross-Brown, D., 1978. *Application of Monte Carlo Techniques to Slope Stability Analyses*. Proc. of 19th US. Symp. on Rock Mechanics, 28-39.
- Kirsten, H.A.D., 1983. Significance of the Probability of Failure in Slope Engineering. *The Civil Engineer in South Africa*, 25, (1), 17-27.
- Major, G., Ross-Brown, D. & Kim, H.S., 1978. *A General Probabilistic Analysis for 3-Dimensional Wedge Failures*. Proc. of 19th US. Symp. on Rock Mechanics, 45-51.
- McMahon, B.K., 1971. A Statistical Method for the Design of Rock Slopes. *Proc. of 1st Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics*, 314-321.
- Morriss, P. & Stoter, H.J., 1983. *Open-Cut Design Using Probabilistic Methods*. Proc. of 5th ISRM Congress on Rock Mechanics, 1, C107-C113.
- Muralha, J., 1991. *A Probabilistic Approach to the Stability of Rock Slopes*. Proc. of 7th ISRM Congress on Rock Mechanics, 905-911.
- Muralha, J. & Trunk, U., 1993. *Stability of Rock Slopes-Evaluation of Failure Probabilities by the Monte Carlo and First Order Reliability Methods*. Proc. of Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engineering, 759-765.
- Park, H. & West, T.R., 2001. *Development of a Probabilistic Approach for Rock Wedge Failure*. *Engineering Geology*, 59, 233-251.
- Piteau, D.R. & Martin, D.C., 1977. Slope Stability Analysis and Design Based on Probability Techniques at Cassiar Mine. *Bulletin of Canadian Institution of Mining and Metallurgy*, 70, 139-150.
- Priest, S.D. & Brown, E.T., 1983. Probabilistic Stability Analysis of Variable Rock Slopes. *Trans. Inst. Mining Metall. A.*, 92, 1-12.
- Sandroni, S.S., 1993. The Use of Relative Probability of Failure in the Design of Open Pit Mine Slopes. *Proc. of Innovative Mine Design for the 21st Century*: 21-24.
- Shuk, T., 1970. Optimization of Slopes Designed in Rock. *Proc. of 2nd ISRM Congress on Rock Mechanics*, 275-280.

Kayaya soketli fore kazıkların taşıma kapasitesi hesapları : Sudan, Hartum El Mek Nimir Köprüsü örneği

Bearing capacity calculations of large diameter and long bored piles socketed into geomaterial : Case study at Mek Nimir Bridge , Khartoum/Sudan

E. Arıoğlu,

Yapı Merkezi Holding. A. Ş. Onursal Başkanı, 34676 Çamlıca-İSTANBUL

S.Kurtuldu & Rıfat Yoldaş

Yapı Merkezi İnş. San. A. Ş. Tasarım Grubu, 34676 Çamlıca-İSTANBUL

E.Arıoğlu

Yapı Merkezi Holding. A. Ş. Ar-Ge Bölümü , 34676 Çamlıca-İSTANBUL

A. Yüksel

Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün İnşaat Ortak Girişimi

Kadıköy – Kartal Metrosu İnşaatı, İSTANBUL

ÖZET: Sudan Cumhuriyeti'nin Başkenti Hartum'da inşaa edilen kompozit tabliyelı köprünün yapı yükleri çok zayıf dayanımlı-çok ayrışmış kumtaşı, silttaşı ve kiltası katmanlarına soketlenen büyük çaplı, uzun fore kazıklar ile taşıtılacaktır. Bu çalışmada, nihai kazık eksenel yükü ve en kritik eksenel tasarım yükü ($Q_{mak}=880$ t) için güvenlik katsayısı laboratuvar ve arazi deneylerinin sonuçları kullanılarak belirlenmiştir.

ABSTRACT: The structural loads of the El Mek Nimir Bridge-Khartoum / Sudan will be transferred by means of large diameter and long bored piles socketed into very weak and highly weathered geomaterials (Sandstone, siltstone, claystone etc.) In this study, the ultimate axial load of bored pile and safety factor for the most critical design load ($Q_{max}=880$ t) were evaluated using the results of in-situ (loading pile test, pressuremeter) and laboratory tests conducted in the field.

1 GİRİŞ

Dünyanın en büyük akarsuyu Nil Nehri üzerinde inşaa edilmekte olan El Mek Nimir Köprüsü, Beyaz ve Mavi Nil kollarının kesiştiği Sudan Cumhuriyeti'nin başkenti Hartum şehrinin iki yakasını birleştirmeyi amaçlamaktadır.

Yapımı Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayii A.Ş. tarafından gerçekleştirilecek olan bu köprünün tabliyesi karada imal edilip, özel itme yöntemi ile ayakların üzerine yerleştirilecektir. Sudan Cumhuriyeti'nde ilk kez uygulanacak olan bu yöntem sayesinde, çevreye olan olumsuz etkiler en aza indirilmiş ve nehrin su taşkınlarından etkilenmeden inşaatın sürekliliği sağlanmıştır.

Köprü toplam 13 açıklıkta oluşmakta ve toplam 642.5 m uzunluğundadır. Sürekli çelik kompozit tabliyelı olarak tasarlanan köprünün 490 metresi nehirde, 152.5 m'si karada yer almaktadır. Geri kalan 211.5 m uzunluğundaki toprakarme yaklaşım yapıları ile birlikte proje kapsamı 854 m'ye ulaşmaktadır. Nil'in en düşük su seviyesinden 17 m yükseklikte konumlandırılan

köprünün navigasyon kanalı üzerindeki ana açıklığı 80 m uzunluğundadır. Ana açıklık ve 55 m uzunluğundaki komşu açıklıklar 18.5 m yüksekliğindeki pilonlara mesnetli "eğik kablolu köprü" olarak projelendirilmiştir. Nehir içindeki diğer açıklıklar 50 m, karada ise 32.5 m ile 40 m arasında değişmektedir.

Kompozit tabliye, 1,49 m genişliğinde ve 2,0 m yüksekliğinde 2 adet mütemadi çelik kutu kesitli kirişten ve bunları her 2.5 m'de birbirine bağlayan enleme "T" kirişlerinden oluşur. Çelik tabliye ile kompozit olarak çalışan yol döşemesi 10 cm kalınlığında öndöküm panellerden ve 20 cm kalınlığında yerinde döküm betonarme döşemeden meydana gelir. (Yapı Merkezi, 2005a)

Köprü yapısının temel sistemi belirlenirken, inşaat kolaylığı, yapım süresinin kısalığı gibi faktörlerin yanı sıra, çok aşırı sıcak iklim koşulları, nehir rejiminin mevsimsel değişkenliği, yüksek hızdaki akıntının varlığı, İşveren'nin bazı özel gereksinimleri, özellikle jeolojik yapı ve geoteknik ortamın mühendislik büyüklükleri, nehir içerisinde gerçekleştirilecek bir imalat için birinci derece önem arz etmiştir. Çeşitli seçeneklerin ele alındığı

bir araştırma aşaması geçildikten sonra köprütün temeli için kayaya soketli yerinde dökme betonarme -fore-kazıklardan oluşan sistem en uygun seçenek olarak belirmiştir. Temelkayanın üzerinde gevşek-düşük aderans dayanımına sahip zemin katmanlarının bulunması durumunda büyük eksenel kuvvetlerin taşınmasında kayaya soketli kazık sisteminin en iyi çözümlerden biri olduğu geoteknik literatüründe de belirtilmektedir (Carrubba, 1997).

Bu bildiride, ilkin; El Mek Nimir Köprü projesi kapsamında gerçekleştirilen geoteknik çalışmalar ve kazık yükleme deneyinin sonuçları sunulmuş, daha sonra elde edilen bulgular kayaya soketli fore kazıklar için güncel literatürde bildirilen çeşitli taşıma kapasite ifadeleriyle karşılaştırılmıştır. Tüm bilgilerin ışığı altında nehir üzerinde yer alan ve köprünün taşıyıcılığı bakımından en kritik konumda bulunan “8” ve “9” akslarındaki $D=1.40$ m çaplı kazıkların nihai eksenel yükü hesaplanarak güvenlik katsayısı belirlenmiştir.

2 GEOTEKNİK ÇALIŞMALARIN KISA DEĞERLENDİRMESİ

2.1.Genel

El Mek Nimir Köprüsü’ne ilişkin geoteknik ettitler kapsamında delgi uzunluğu toplam 657.3 m olan ve 8 adedi karada, diğer 12 adedi ise nehir içinde yeralan 20 adet araştırma sondajı yapılmıştır. Bu çalışmalar, nehirdeki su seviyesinin mevsimsel olarak yükselmesi nedeniyle ancak iki aşamada gerçekleştirilmiştir. Bazı kuyuların ise (BH-5/A ve BH-10/A, Bkz. Şekil 1), teknik eksikliklerinden dolayı yeniden açılması gerekmiştir. Sonuç olarak, köprü açıklığı başına düşen delgi miktarı 50.65 m. olup, yaklaşık yapıları da gözönüne alındığında, birim güzergah başına düşen delgi boyu ise 0.77 m/m mertebesinde gerçekleşmiştir. Sondajlar sırasında 138 adet standart penetrasyon testi yapılarak, zemin birimlerinin indis özelliklerine yönelik deneylerde kullanılmak üzere örselenmiş numuneler alınmıştır. Ayrıca, sıkışabilirlik ve mukavemet özelliklerini öğrenmek amacıyla gerekli düzeylerden 25 adet örselenmemiş (Shelby) numune derlenmiştir. Kazıkların soketleneceği ayrılmış ve zayıf kaya biriminde karotlu olarak ilerlenmiş, alınan karotlar üzerinde TCR-Toplam Karot Verimi- ve RQD - Kaya kalite göstergesi değerleri-hesaplanmıştır. Köprü güzergahının nehir içinde kalan bölümünde, 5 ayrı kuyuda toplam 47 adet presiyometre deneyi yapılarak zemin ve kaya birimlerinin yerinde mekanik özellikleri belirlenmeye çalışılmıştır. (Yapı Merkezi, 2005b)

2.2. Proje Sahasının Jeolojik Profili

Hartum kenti ve dolaylarında, altta Kretase yaşlı Nubian Formasyonu, üzerinde ise Kuvaterner yaşlı Nil Nehri alüvyonları ve güncel çökelleri içeren bir jeolojik istif

mostra vermektedir. El Mek Nimir Köprüsü güzergahı boyunca yapılan araştırma sondajları ve geoteknik incelemeler ile belirlenen zemin profili üstten alta doğru aşağıdaki gibi oluşmaktadır (Şekil 1, (Yapı Merkezi, 2005b)).

- Yapay Dolgu ve Güncel Çökeller
- Killi Silt / Siltli Kil
- Siltli Kum
- Ayrılmış-Zayıf Dayanımlı Kaya Birimi (Nubian Formasyonu)

Yapay Dolgu

Açık kahve – kahve renkli, kiremit ve tuğla kırıntı ve parçaları içeren çakıllı kilden oluşmaktadır. Kalınlığı 1.0-2.5 m arasında değişmektedir.

Güncel Çökeller

Yalnızca nehir içindeki sondajlarda gözlenen ve kalınlıkları mevsimsel olarak değişen Nil Nehri Güncel Çökelleri yaklaşık 6.0 m kalınlığındadır. Sığ bölgelerde çökeller genellikle sarımsı açık kahve renkli, kaba taneli kumlardan oluşmakta, daha derin bölgelerde çökelmiş olanlar ise siyahımsı gri renkli kil olarak gözlenmektedir. Sondajlar sırasında ölçülen $SPT-N_{30}$ -Standart penetrasyon sayısı- değerleri 2-10 arasında değişmekte olup, bu birimin “gevşek-yumuşak” bir karakterde olduğu anlaşılmaktadır.

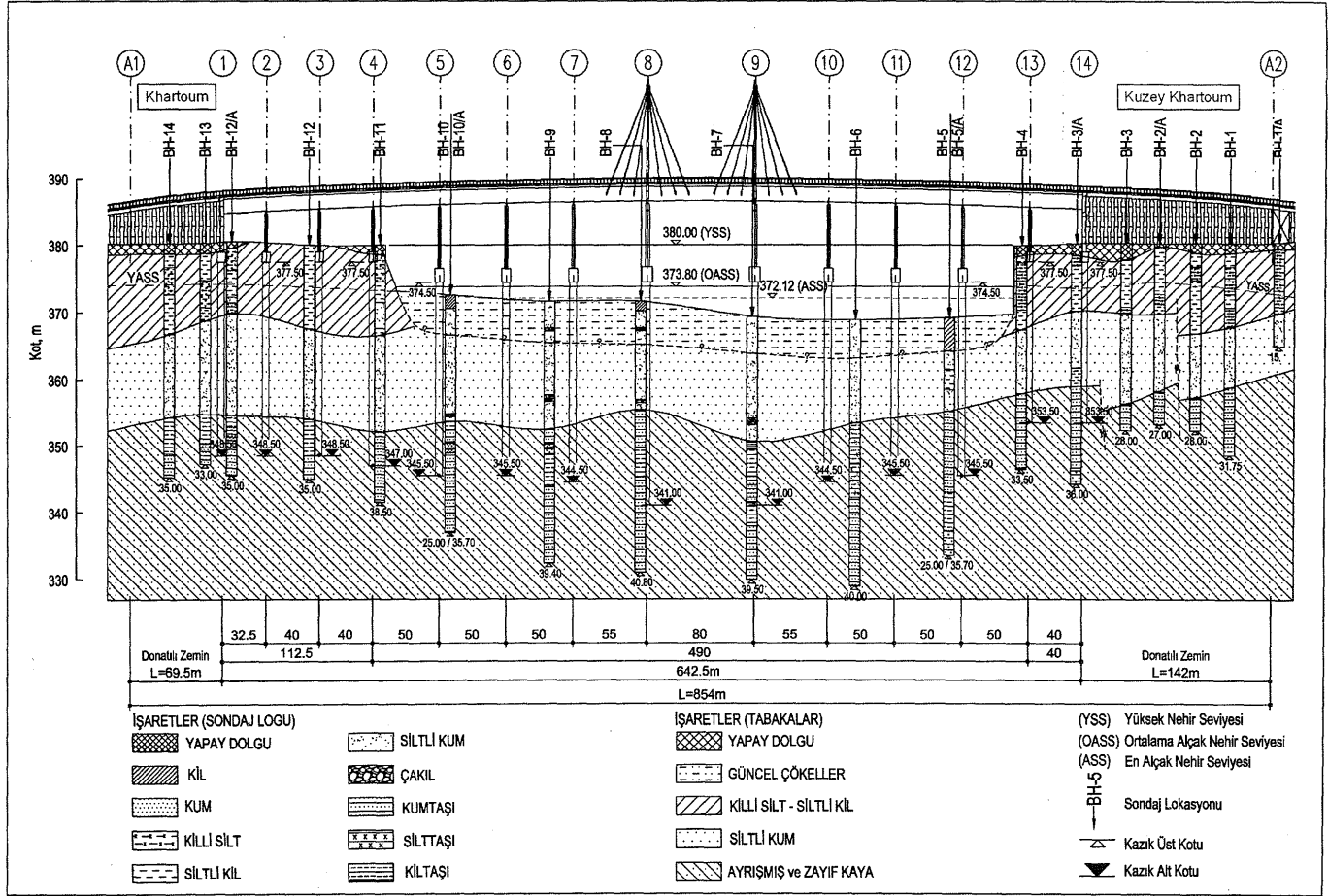
Killi Silt / Siltli Kil

Bu birim yalnız karada yapılan sondajlarda ve genellikle Yapay Dolgunun altında gözlenmiştir. Kalınlığı 7.0-13.5 m arasında değişmektedir. Açık-koyu kahve, bazen gri-siyah renkli, seyrek olarak çakıllı ve bazı düzeylerinde fissürlüdür. Birimin yerinde ve laboratuvar deneyleri ile belirlenen mühendislik özellikleri Çizelge 1’de gösterilmektedir.

Çizelge incelendiğinde Killi Silt / Siltli Kil biriminin, $SPT-N_{30}$ sonuçlarına göre katı-çok katı kıvamda bulunduğu, plastisite indisine göre ise plastik-az plastik olduğu anlaşılmaktadır. Hesaplanan Likidite ve Kıvamlılık indisleri sırasıyla 0.46 ve 0.54 olup, birimin “aşırı konsolide” ve “orta sertlikte” olduğuna işaret etmektedir. Ortalama Standart penetrasyon sayısı $SPT-N_{30}=17$ ve Plastisite indisi $PI\approx 17$ değerleri dikkate alınarak Terzaghi, Peck ve Mersi 1996 kaynağından verilen $s_u / N=f(PI)$ değişiminden (alıntılayan Duncan ve Wright, 2005) incelenen zemin biriminin drenajsız kayma dayanımı “ s_u ”-kohezyon-toplam gerilme- $s_u=c_u\approx 0.94$ kgf/cm² olarak kestirilebilir. Tek eksenli basınç dayanımı ise $\sigma=2 c_u=1.88$ kgf/cm²’dir.

Siltli Kum

Siltli Kum birimi, sağ ve sol sahildeki sondajlarda Siltli Kil / Killi Silt birimi ile Ayrılmış – Zayıf Kaya birimi arasında, nehir içindeki sondajlarda ise güncel çökeller altında gözlenmiştir. Kalınlığı 10.0 –15.0 m arasında değişmektedir



Şekil 1. Sudan, El Mek Nimir Köprü Projesine ait jeolojik profil

Çizelge 1. Killi silt / siltli kil biriminin mühendislik özellikleri (veriler Yapı Merkezi, 2005b'den alınmıştır)

Mühendislik Özellikleri	Veri Sayısı	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Katsayısı, $V(\%)$
		Minimum	Maksimum			
$SPT-N_{30}$	23	5	35	17.0	8.5	50.0
Doğal Su İçeriği, %	17	20.13	48.69	33.5	8.8	26.3
Likit Limit, %	46	25	54	42.6	7.3	17.1
Plastik Limit, %	46	20	33	25.7	3.5	13.6
Plastisite İndisi, %	46	-	-	16.9	-	-
Sıkışma İndisi	3	0.045	0.087	0.067	-	-
Yeniden Sıkışma İndisi	3	0.006	0.024	0.016	-	-

$SPT-N_{30}$ = Standart penetasyon deneyinde ikinci ve üçüncü 15 cm giriş adımları için alınan darbe sayılarının toplamı,

$V=(s/\bar{X}) \times 100, \%$

Çoğunlukla kaba ve yer yer ince daneli olan bu birim, genellikle açık – koyu kahve renkli, kötü boylanmış, siltli ve seyrek çakıllıdır. Yer yer çakıl ara düzeyleri içerir. Elek analizi sonuçlarına göre % 16 çakıl, % 61 kum ve %27 silt ve kilden oluşmaktadır. Elde edilen $SPT-N_{30}$ değerlerine göre birimin üst bölümlerinde düşük olan değerler (5-10) “çok gevşek–gevşek” bir sıklığı işaret ederken, bu değerlerin alta doğru tedricen arttığı (20-50) ve birimin “çok sıkı” bir nitelik kazandığı anlaşılmaktadır.

Ayrılmış – Zayıf Dayanımlı Kaya Birimi

Bütün sondajlarda, +357.50 m ile +351.50 m kotları arasında Siltli Kum biriminin alta doğru, dereceli olarak Ayrılmış–Zayıf Dayanımlı Kaya Birimi'ne geçtiği gözlenmektedir. Altaki bu birim içindeki hakim litolojiyi sarımsı açık kahve veya mavimsi açık gri renkli olabilen, çok zayıf–zayıf dayanımlı, yüksek derecede veya tümüyle ayrılmış kumtaşları oluşturmakta, bu kumtaşları arasında yer yer çok ayrılmış ve zayıf dayanımlı silttaşı ve kilaşı arakatmanları yer almaktadır. Sondajlar sırasında her ne kadar TCR ve RQD değerleri ölçülmüşse de, karotlar ayrıntılı olarak incelendiğinde, tektonik bir hareketi gösteren çatlak sistemi açık ve net olarak görülmemektedir. Diğer taraftan, sondaj karotlarının deneye hazırlanmaları sırasında kolayca dağılmaları nedeniyle deneyler, sınırlı sayıda numune üzerinde yapılabilmektedir. Elde edilen laboratuvar sonuçları Çizelge 2'de takdim edilmiştir.

Doğal birim hacim ağırlığının $\gamma_n = 2.01 \text{ t/m}^3 < 2.5 - 2.6 \text{ t/m}^3$ olması anılan kaya kütlelerinin ileri ölçüde ayrıştığını göstermektedir. Johnston ve Novello, 1994 kaynağında verilen geoteknik sınıflama eşeline göre ortalama tek eksenli dayanımı $\sigma_k = 7 \text{ kgf/cm}^2 = 0.7 \text{ MPa}$ için incelenen katman “yumuşak kaya” olarak temsil

edilmektedir. Basınç dayanımının değişim aralığı (0.17–2.0 MPa) dikkate alındığında aynı katman “zemin–kaya” aralığında yer almaktadır.

Yine bu birim içinde gerçekleştirilen presiyometre deneyleri sonucunda, ortalama presiyometre limit basınç ve net limit basınç değerleri sırasıyla 41.4 ve 37.0 kgf/cm^2 bulunmuştur.

Tüm bu bulgular, kaya birimin çok hafif bir diyajenez geçirdiğini ve zayıf bir çimentolanmaya sahip olduğunu göstermekte ve yüksek derecedeki ayrışma nedeniyle de “zemin/ayrışmış–zayıf kaya” niteliğinde olduğunu ortaya koymaktadır.

2.3. Kazık Yükleme Deneyi ve Değerlendirilmesi

Verilen jeolojik koşullar altında kazık kapasitesine ilişkin tasarım büyüklüklerinin belirlenmesi amacıyla 30 Eylül 2005 tarihinde imal edilen 880 mm çapında^(*), 27 m uzunluğunda fore kazık üzerinde 13 Kasım 2005 saat 17.⁰⁵ de başlayan ve ~775 dakika süren “kazık yükleme deneyi” gerçekleştirilmiştir. Yükleme–boşaltma işlemleri iki çevrim şeklinde düzenlenmiştir. Birinci çevrimde deney kazığına maksimum 300 ton, ikinci çevrimde ise maksimum 600 ton eksenel yük uygulanmıştır (Şekil 2). Kazık yükleme ayrıntıları ve deney sonuçlarının yorumlanmasına ilişkin bilgiler Toğrol ve Tan, 2003; Sağlamer, Düzceer, 2004, kaynaklarından sağlanabilir.

^(*)Anılan projede eksenel tasarım yükü 880 t mertebesindeydi. Normal koşullarda deney kazığına uygulanacak maksimum yük 2×tasarım yükü (~1800 t) olmaktadır. Büyük çaplı ($D > 1,00 \text{ m}$) kazıkların (yük–çökme) eğrisinin tamamının elde edilmesinde güçlüklerle karşılaşmaktadır. (Toğrol ve Tan, 2003; Yılmaz, Balık ve Sağlamer, 2004). Ayrıca projenin gerçekleştirildiği coğrafi yörenin “kısıtları” da dikkate alındığında büyük çaplı kazık yükleme deneyinin zorluğu daha da artmaktadır. Bu gibi çalışma koşullarında, hiç deney yapmamak yerine daha küçük çaplı fore kazıklar ile deneyin gerçekleştirilmesi önerilen bir pratiktir (Toğrol ve Tan, 2003)

Çizelge 2. Ayrışmış–zayıf dayanımlı kaya birimine ilişkin laboratuvar değerleri

Mühendislik Özellikleri	Veri Sayısı	Değişim Aralığı		Ortalama Değer, $\bar{X}$	Standard Sapma, s	Değişkenlik Katsayısı, $V(\%)$
		Minimum.	Maksimum			
Doğal Birim Hacim Ağırlık, t/m^3	7	1.823	2.147	2.01	0.13	6.5
Tek Eksenli Basınç Dayanımı, kgf/cm^2	20	1.71	20.39	7.33	5.96	81.0

Bu bölümde yer ekonomisi sağlamak bakımından deney sonuçlarının “tasarım” açısından değerlendirilmesi belirli bir ayrıntı içerisinde incelenecektir.

Deneyel verilerden hareketle kazık deneyi yapılan lokasyon için yanal kayma direnci –birim çevre sürtünmesi– :

$$Q_{mak} = Q_y + Q_{uç} \approx Q_y = \pi \cdot D \cdot L_s \cdot \tau_a$$

$$Q_{mak} = 600 t ; \quad Q_{uç} \approx 0$$

$$\tau_a = \frac{Q_{mak}}{\pi \cdot D \cdot L_s} = \frac{600}{3.14 \times 0.88 \times 6}$$

$$\tau_a \approx 36.2 t / m^2 = 0.36 MPa$$

mertebesinde hesaplanır. Burada kullanılan terimlerin anlamları şöyledir: τ_a =Yanal kayma direnci, Q_{mak} =Maksimum eksenel yük, Q_y =Yanal kayma direnci ile taşınan yük, $Q_{uç}$ =Uç kapasitesi ile taşınan yük, D =Kazık çapı, $D=0.88$ m, L_s = Kayaya soketlenen kazık uzunluğu, $L_s=6$ m.

Geoteknik literatüründe yanal kayma direnci genellikle;

$$\tau_a = \alpha \cdot \sigma_k^{0.5}$$

ampirik bağıntısı ile ifade edilmektedir (Ng, Simons ve Menzies, 2004). Burada; σ_k = Sağlam numunenin –kaya– tek eksenli basınç dayanımıdır. Üstel ifadenin “ α ” değeri proje sahasının ortalama basınç dayanımı $\sigma_k = 0.7$ MPa (Bkz. Çizelge 2) için

$$\alpha = \frac{\tau_a}{(\sigma_k)^{0.5}} = \frac{0.36}{(0.7)^{0.5}} = 0.43$$

olarak bulunur. Bu değer Zhang ve Einstein, 1998 kaynağında düzgün yüzeyli kazıklar için önerilen katsayı ile ($\alpha = 0.40$) oldukça uyumludur.

Kayaya soketli kazıklarda kazık yanal yüzeyi ile kaya kütlesi arasındaki kayma direnci “ τ_a ” adhezyon katsayısı “ β_b ”cinsinden de yazılabilir:

$$\tau_a = \beta_b \cdot \sigma_k$$

$\beta_b = 0.4 \sigma_k^{-0.43}$ –Bütün soket pürüzlülükleri için geçerli– (Rowe ve Armitage, 1984’den alıntılan Seidel ve Collingwood, 2001). Bu ampirik bağıntıda sağlam kaya numunesinin tek eksenli basınç dayanımının “ σ_k ” birimi (MPa)’dır.

Proje sahası için ortalama tek eksenli basınç dayanımı $\sigma_k = 0.7$ MPa ve belirlenen yanal kayma direncine $\tau_a = 0.36$ MPa karşı gelen adhezyon katsayısı–basınç dayanımı bazında–

$$0.36 = \beta_b \times 0.70 \rightarrow \beta_b = 0.51$$

bulunur. Kulhawy ve Phoon, 1993 kaynağında ise aynı büyüklük için kohezyon bazında şöyle tanımlanmaktadır:

$$\beta_k = 2 \beta_b$$

Aynı kaynaktan adhezyon katsayısı “ β_k ” ile zemin/kaya kütlesine ilişkin faktör “ ψ ” aşağıdaki ampirik katsayı ile ilişkilendirilmektedir:

$$\beta_k = \psi \left(\frac{\sigma_k}{2 P_a} \right)^{-0.5}$$

Burada: σ_k ve atmosfer basıncı $P_a = 100$ kPa birimleriyle yazılacaktır (Alıntılan Siedel ve Collingwood, 2001).

Proje sahasına ait ortalama değerler tekrar gözönünde tutulduğunda zemin / kaya kütle faktörü

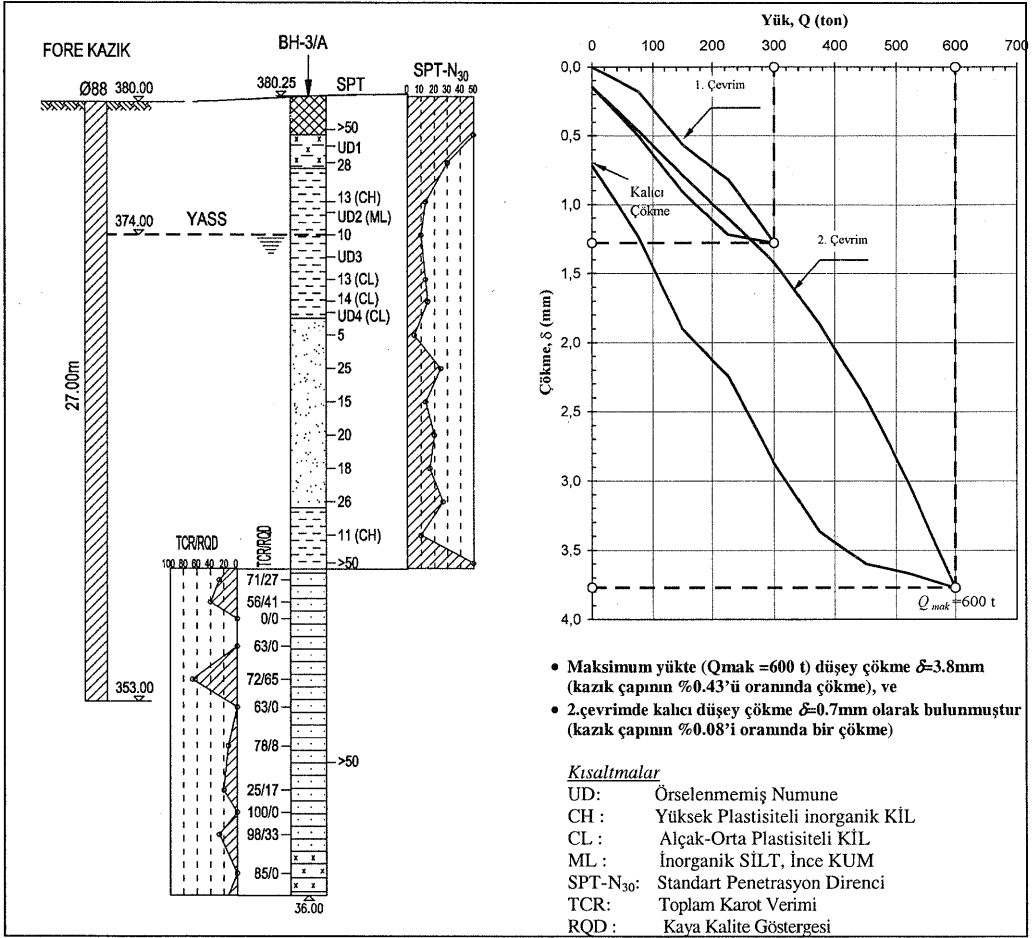
$$\psi = \beta_k \cdot \left(\frac{\sigma_k}{2 P_a} \right)^{0.5} = (2 \times 0.51) \left(\frac{700}{2 \times 100} \right)^{0.5} \approx 1.91$$

elde edilmektedir. Kulhawy ve Phoon, 1993’e göre anılan faktör kilde $\psi = 0.5$, kaya kütlelerinde ise $\psi = 1$ ile 3 arasında değer almaktadır (Alıntılan Seidel ve Collingwood, 2001). Hesaplanan $\psi=1.91$ değeri yaklaşık olarak “orta değer” olup şeyl, çamurtaşı, kumtaşı marm ve kireçtaşına karşı gelmektedir. Kısacası, geriye dönük çözümleme ile bulunan zemin/kaya kütlesi faktörü proje koşullarındaki kaya kütlesini temsil etmektedir.

Kazık yükleme değerinden elde edilen çökme değerinden $\delta=0.0038$ m (Şekil 2) yararlanılarak ortamın yerinde elastisite modülü “ $E_{y,k}$ ” de kestirilebilir. Bu geriye dönük çözümlemede aşağıdaki ampirik bağıntı geçerlidir:

$$\delta = \frac{Q \cdot I}{D \cdot E_{y,k}}$$

Burada açıklanmamış terimlerin anlamları şöyledir: I = Elastik çökme etki faktörü. Bu büyüklük $I = f [Yük taşıma türü, (E_b / E_{y,k}), (L_s / D), (E_{y,ku} / E_{y,ks})]$ şeklinde tanımlanmaktadır. E_b =Betonun elastisite modülü,



Şekil 2. Kazık yükleme deneyi lokasyonunu temsil eden jeolojik profil ve yük-çökme eğrisi (Kayaç / zemin işaretleri Şekil 1'de gösterilmiştir)

Özellikle yumuşak-zayıf dayanımlı kaya kütlelerinde kayaya soketlenen kazıklarda ($E_b / E_{y,k}$) oranı çok yüksek değerlerde $> 50 \sim 100$ bulunmaktadır

Böyle ortam koşullarında ($E_b / E_{y,k}$) oranının "I" büyüklüğü üzerindeki etkisi pratik olarak kaybolmakta, diğer kelimelerle verilen "taşınma türü" için $I \approx f(L_s / D)$ olmaktadır.

Deney kazığında eksenel yük yanıl kayma direnciyle taşınmıştır. Bu taşınma türü ve $E_b / E_{y,k} > 50 \sim 100$, $\frac{L_s}{D} = \frac{6.0}{0.88} = 6.8$ oranlarına karşı gelen elastik etki

faktörü $I \approx 0.22$ 'dir. (Pells ve Turner, 1979'dan alıntılan Tomlinson, 2001)

Buna göre yerinde elastisite modülü:

$$E_{y,k} = \frac{Q \cdot I}{D \cdot \delta} = \frac{600 \times 0.22}{0.88 \times 0.0038}$$

$$E_{y,k} \approx 39474 \text{ t/m}^2 = 394 \text{ MPa}$$

hesaplanır.

Betonun elastisite modülü ise

$$E_b = 8480 \cdot \beta_a \cdot \sigma_b^{0.333}, \text{ MPa}$$

Agrega faktörü $\beta_a \approx 1$

28 günlük beton basınç dayanımı $\sigma_b = 25 \text{ MPa}$
 - Ø 150 x 300 mm silindirik numune -

$$E_b = 8480 \times 1 \times (25)^{0.333} = 24769 \text{ MPa}$$

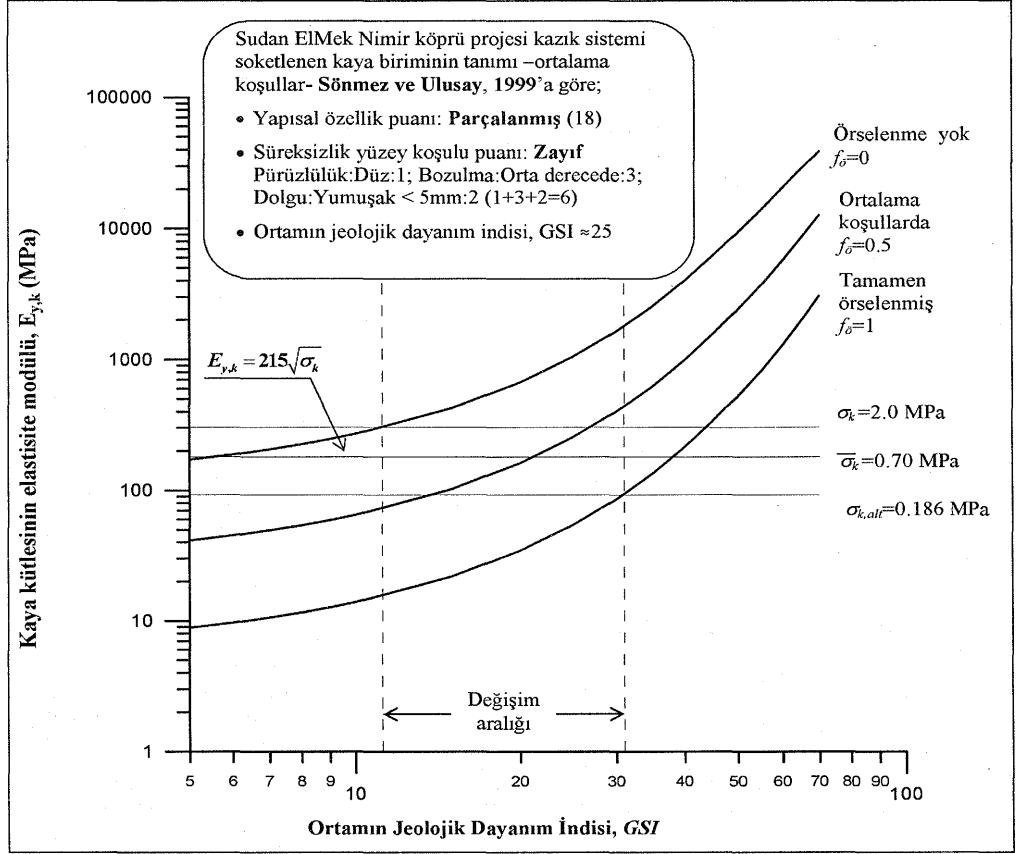
bulunur. (Gutierrez ve Canaros, 1995'den alıntılan Arioğlu, Ergin, Arioğlu, N, Yılmaz, 1999)

Çözümlemede kabul edilen $E_b/E_{y,k}$ oranı tekrar tahkik edilirse

$$\frac{E_b}{E_{y,k}} = \frac{24769}{394} \approx 63$$

bulunur ki ilk aşamada kabul edilen

$E_{y,k}$ =Kaya kütlelerinin-yerinde-elastisite modülü, $E_{y,ku}$,
 $E_{y,ks}$ =Sırasıyla kazık ucu ve soketlenen kısmına ait
-yerinde- elastisite modülü. Burada; $E_{y,k}=E_{y,ku}=E_{y,ks}$
alınmıştır.



Şekil 3. Hoek ve Diederichs, 2006’ya göre kaya kütlelerinde $E_{y,k}=f(GSI,f_0)$ ampirik ilişkileri ve kazık sisteminin oturduğu kaya kütlelerinin Sönmez ve Ulusay, 2002’e göre tanımı
($E_{y,k}$ = Kaya kütlelerinin elastisite modülü, E_k = Sağlam nümunenin elastisite modülü, MPa,
 σ_k = Ortalama tek eksenli basınç dayanımı, -sağlam numune- MPa, GSI = Jeolojik dayanım indisi,
 f_0 = Kaya kütlelerinin örselenme faktörü, $E_{y,k}$ değerleri, Rowe ve Armitage, 1987, $E_{y,k} = 215(\sigma_k)^{0.5}$,
MPa, ifadesinden hesaplanmıştır.)

Çizelge 3 Çeşitli araştırmacılara göre zemin/kaya kütlelerinin -yerinde- elastisite modülüne ilişkin ampirik bağıntılar

Kaynak	Ampirik Bağıntı	Açıklama
Bowles, 1984	$E_z = (750 \sim 1500) \cdot c_u$ $E_z = (375 \sim 750) \cdot \sigma_z$	Sıkı-sert killeri için kullanılabilir. $\phi = 0$ kavramında $c_u = \sigma_z/2$ alınabilir. c_u, σ_z (MPa), E_z (MPa)
Rowe ve Armitage, 1987	$E_{y,k} = 215(\sigma_k)^{0.5}$	Kayaya soketlenmiş delme kazıklarının yükleme deneylerinin “geriye dönük analiz”inden elde edilmiştir. σ_k (MPa), $E_{y,k}$ (MPa)
Hoek ve Diederichs, 2006	$E_{y,k} = 100000 \left[\frac{1 - f_\beta/2}{1 + e^{(75+25 \cdot f_\beta - GSI)/11}} \right]$ $E_{y,k} = E_k \left[0.02 + \frac{1 - f_\beta/2}{1 + e^{(60+15 \cdot f_\beta - GSI)/11}} \right]$	494 adet yerinde deney sonucunun -18 adet geri analize dayanmaktadır. $E_{y,k}$ (MPa) 10<GSI≤100 Eğer “ E_k ” biliniyorsa bu eşitlikten yararlanılabilir E_k ve $E_{y,k}$ (MPa) birimindedir

(*) ϕ =İçsel sürtünme açısı, c_u =Drenajsız kohezyon – hızlı yükleme koşulu-, σ_z =Zeminin tek eksenli basınç dayanımı, E_z =Zeminin elastisite modülü, E_k =Sağlam kaya nümunesinin elastisite modülü (Diğer terimler için Bkz. Şekil 3 altı yazısı)

Elastisite modülüne ilişkin ampirik bağıntılar Çizelge 3’de topluca belirtilmiştir. Şekil 3’de ise yerinde elastisite modülü “ $E_{y,k}$ ” ile Jeolojik Dayanım İndisi-GSI arasındaki ilişkiler çizilmiştir. Kazık yükleme deneylerinin geriye dönük çözümlemesine dayanan $E_{y,k}=f(\sigma_k)$ ifadesinin $E_{y,k}=f(GSI, f_\beta)$ değişimlerini kestiği noktaların absisi verilen “ f_β ” değerine ait Jeolojik Dayanım İndisi “GSI” büyüklüğünü, diğer bir deyişle fore kazıkların soketleneceği kaya kütlelerinin kaya mekaniği disiplini açısından açık tanımını verir. Kaya kütlelerinin açılımına ait ayrıntılı değerlendirme notu Şekil 3 üzerinde görülebilir.

2.4. Kayaya Soketli Kazıkların Nihai Yanal ve Uç Taşıma Kapasiteleri

Bu bölümde kayaya soketli fore kazıkların nihai yanal kayma direnci “ τ_a ” ve uç taşıma kapasitesi “ q_u ” için geoteknik literatürde verilen ampirik ifadeler (Çizelge 4 ve Şekil 4) ile kazık ve presiyometre^(†) deney sonuçlarının karşılaştırılması konu edilmiştir. Şekil 4 üzerine işlenen deneysel veri kümeleri (σ_k , τ_a ; σ_k , q_u) sırasıyla (Ng ve arkadaşları, 2001a ve Zhang ve Einstein, 1998) kaynaklarından alınmıştır. Yapı Merkezi – Sudan El Mek Nimir Köprü Projesine ait deneysel veriler ise aynı işaretler ile aynı şekil üzerinde belirtilmiştir. 5 farklı

$\tau_a=f(\sigma_k)$ değişiminden –pürüzlülük durumu dikkate alınmadan– $\sigma_k=0.70$ MPa değeri için hesaplanan yanal kayma direnci büyüklüğünün istatistiksel değerleri: Ortalama=0.42 MPa, Standart sapma=0.17 MPa ve Değişkenlik katsayısı ise % 41’dir. Benzer biçimde 7 farklı $q_u=f(\sigma_k)$ ampirik bağıntısından $\sigma_k=0.70$ MPa değeri için uç taşıma kapasitesinin istatistiksel değerlendirmesi şöyledir: Ortalama=2.98 MPa, Standart sapma 1.38 MPa ve değişkenlik katsayısı % 46’dır. Açıkta ki, hesaplanan büyüklüklerdeki “değişkenlik katsayısı” yüksektir. Bu sonuç büyük ölçüde yanal kayma direncini denetleyen “pürüzlülük” ile ilintilidir. Kazık yanal çevresindeki artan pürüzlülük, –örneğin (Çizelge 4; 4b bağıntısı)– aynı tek eksenli basınç dayanımında anılan büyüklüğü önemli ölçüde artırmaktadır. Uç taşıma kapasitesi açısından bakıldığında aynı değişkenlik yine göze çarpmaktadır. Bu bulgu ise bağıntıların çıkartılmasında kullanılan “kabul” ve “yaklaşımların” farklılığından kaynaklanmaktadır. Örneğin; (9) ifadesinde ayrılmış-zayıf dayanımlı kaya kütleleri, hızlı yükleme koşulunda – $\phi = 0$ – doymuş kil olarak kabul edilmektedir. Tüm bu değerlendirmeler sağlıklı bir tasarım için, yerinde yapılan deneylerin –kazık yükleme, presiyometre– önemini vurgulamaktadır. Çizelge 4 ve Şekil 4 birlikte değerlendirildiğinde ön plana çıkan sonuçlar şöyle sıralanabilir.

- Kayaya soketlenen kazıkların yanal kayma direnci ve uç taşıma kapasitesi sağlam numunenin tek eksenli basınç dayanımının bir fonksiyonu olarak tanımlanabilir. Özellikle yanal kayma direncini denetleyen ikinci faktör kaya kütleleri ile kazık yüzeyi arasındaki “pürüzlülük” tür. Bu faktör kayanın litolojisi ve fore kazık açma yöntemiyle büyük ölçüde ilintilidir. Aynı basınç dayanımında artan pürüzlülük ile yanal

(†) Menard presiyometre deneylerinden elde edilen ortalama net limit basınç değeri $P_m=370 \text{ t/m}^2$ (Yapı Merkezi 2005b) dikkate alınarak proje koşulları için yanal kayma direnci “ τ_a ” ve uç taşıma kapasitesi “ q_u ” büyüklükleri (Bustamante, Frank, 1999, Çizelge 4 ve 5, Şekil 3, s.41)’den sırasıyla:

$$\tau_a = 0.24 \text{ MPa}$$

$$q_u = K_p \cdot P_n = 1.1 \sim 1.8 \cdot P_n$$

$$q_u = 1.45 \times 370 \approx 536 \text{ t/m}^2 = 5.36 \text{ MPa}$$

olmaktadır.

kayma direnci artmaktadır. Bununla birlikte, güncel literatürde özellikle su altında ve bentonit karışımının kullanıldığı fore kazık uygulamalarında “pürüzlülüğü” hassas şekilde belirlemenin zor olduğu rapor edilmektedir (Ng, Simons ve Menzies, 2004, Ng ve Arkadaşları, 2001a).

- Gerek kazık yükleme gerekse presiyometre deneylerinde belirlenen yanal ve uç kapasitesi değerleri ortalama basınç dayanımı –sağlam kaya nümunesi– $\sigma_k=0.70$ MPa değeri için literatürde verilen ampirik bağıntılardan kestirilen değerler ile iyi sayılabilecek bir uyum sergilemektedir. Özellikle deneysel yanal kayma direnci değerinin Zhang ve Einstein, 1998 kaynağına ait $\tau_a=f(\sigma_k)$ –pürüzsüz durum– değişimine uyumu dikkat çekicidir. Aynı şekilde presiyometre deneyinden belirlenen uç taşıma kapasite değeri anılan araştırmacıların önerdikleri $q_u=f(\sigma_k)^{(*)}$ değişiminin üst sınırında yeralmaktadır.

3 NİHAİ EKSENEL KAZIK YÜKLERİNİN VE GÜVENLİK KATSAYISININ HESAPLANMASI

3.1 Genel

Nihai eksenel yüklerin hesaplanmasında dikkate alınan temel kabuller aşağıda sıralanmıştır:

- Eksenel yükün bir kısmı kayaya soketlenen kazık yanal yüzeyinin sağlayacağı birim kayma direnci “ τ_a ” ile taşınırken kalan bölüm ise kazık uç kapasitesi “ q_u ” ile karşılanacaktır. (Verilen “beton elastisite modülü / kaya kütlesi –yerinde– elastisite modülü” oranı için uç kapasitesi ile taşınan yükün oranı (soket uzunluğu / kazık çapı) geometrik oranı ile denetlenmektedir. Artan geometrik oran ile uç yükü azalmaktadır.) Statik çözümlemede en kritik tasarım eksenel yük $Q_{mat}=855$ t, nehir üzerindeki (8) ve (9) akslarında yeralan 1.4 m çaplı kazıklar üzerinde oluşmaktadır (Bkz. Şekil 1).
- Kazıkların zayıf kaya kütlesi içindeki gömülü derinliği –soket uzunluğu– en az $L_s = 5 \cdot D$ olarak alınmıştır (D = kazık çapı). Bu geometrik verinin belirlenmesinde yanal dış yük olarak kazık sistemine etkiyen fren, deprem, akıntı, özellikle “gemi çarpma” yüklerinin de yeterli bir güvenlikle karşılanma koşulu önemli olmuştur.
- Düşey yük altında kazık çökmelerini en aza indirmek ve efektif “uç etkisi”ni sistemde gerçekleştirmek açısından kazık uçlarının yapım sırasında zemin/kaya kırıntılarından iyice temizlendiği varsayılmıştır. Kazık yanal yüzeyi ile zemin / kaya kütlesi arasında şu veya bu büyüklükte gelişecek “pürüzlülük” nihai kayma

direncinde dikkate alınmamıştır. Ayrıca, ayrılmış–zayıf dayanımlı temel kayasının hemen üzerinde yeralan katmanların üreteceği “pozitif yanal çevre kuvvetleri” dikkate alınmamıştır. (Bu durumda, yapılan kazık çözümlemesi en elverişsiz durumu yansıtmaktadır)

- Proje alanında gerçekleştirilen kazık yükleme (Şekil 3) ve presiyometre deney sonuçlarından yararlanılarak nihai kazık yükleri belirlenmiştir. Geriye dönük çözümlemeye dayanan ampirik $\tau_a=f(\sigma_k)$, $q_u=f(\sigma_k)$, $E_{yk}=f(\sigma_k)$ bağıntıları da (Çizelge 4 (4a ve 8a bağıntıları) ve Çizelge 3) tasarımda “tahkik aracı” olarak kullanılmıştır
- Kayaya soketli kazıklarda kazık grup kapasitesi basit olarak (kazık sayısı $\times$ tekil kazık kapasitesi) şeklinde tanımlanabilmektedir (Prakash ve Sharma, 1990, s. 303). Diğer kelimelerle “grup etkisi” sözkonusu değildir. Ayrıca; kazık grubunun uç seviyesi altında yeralan kaya kütlesinin “sıkışma” özelliğinin olmadığı kabul edilmiştir.
- Nihai yük taşıma kapasitesinde, kayaya soketli fore kazığın eksenel çökme değeri :

$$\delta_n \approx \underbrace{\frac{3}{4} \cdot \frac{Q_n \cdot L}{A_k \cdot E_b}} + 0.045 \cdot D$$

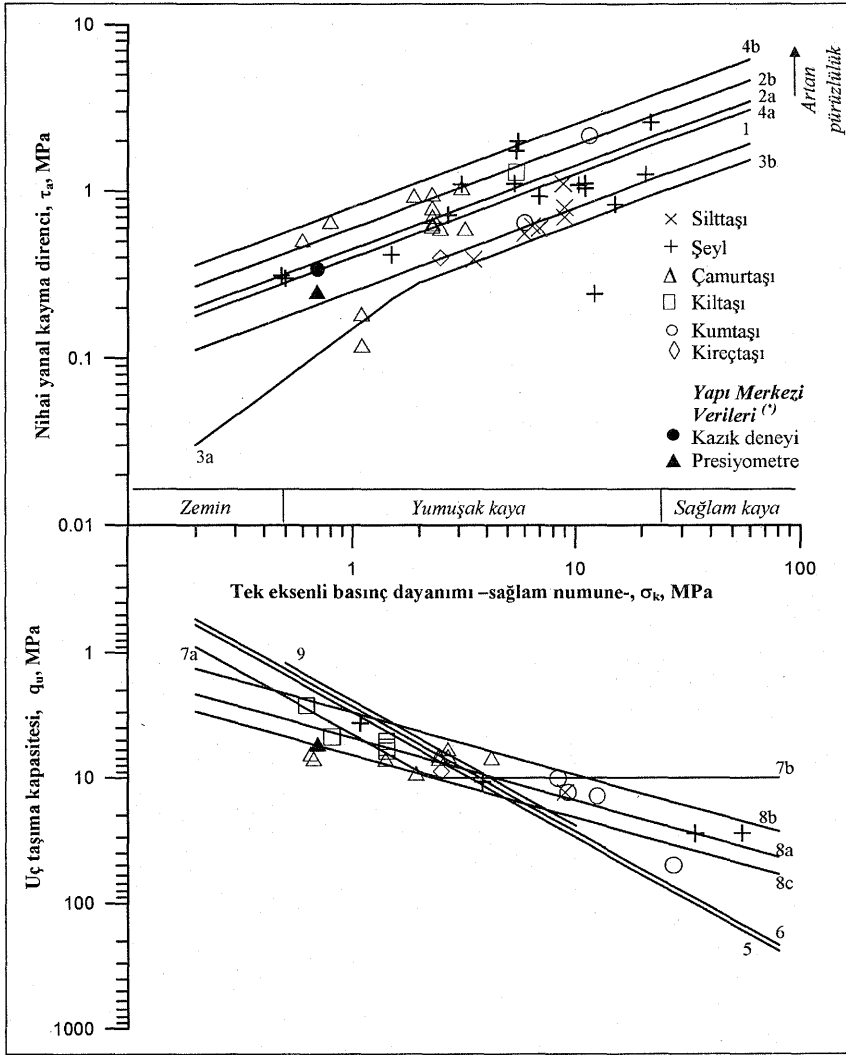
Beton Kazığın Elastik Kısılması

ampirik bağıntısından belirlenmiştir (Ng ve Arkadaşları, 2001b; Ng, Simons, Menziens, 2004). Burada açıklanmamış terimlerin anlamları şöyledir: δ_n = Nihai eksenel yükte kazık çökmesi, Q_n = Nihai eksenel yük -kazık yükleme deneyinde “göçmeye” neden olan eksenel yükün büyüklüğü-, L = Kazık uzunluğu, A_k = Kazık enkesit alanı, E_b = Betonun elastisite modülü. (Zemine oturan kazık durumunda aynı çökme ifadesi geçerli olup sadece elastik kısılma terimindeki (3/4) yerine (1/2) alınacaktır.

3.2 Nihai Eksenel Kazık Yükü

- Kazık yük kapasitesine ilişkin tüm hesaplamalar güvenlik katsayısının belirlenmesi ile birlikte toplu şekilde Çizelge 5’de gösterilmiştir. Hesaplamalarda dikkate alınan geometrik büyüklükler: Kazık çapı $D=1.40$ m, Kazık uzunluğu $L=30$ m, Soket uzunluğu $L_s \approx 5 \times D = 5 \times 1.4 = 7.0$ m’dir.

(*) Tüm $q_u=f(\sigma_k)$ değişimlerinin, kazık ucunun “temiz” olma durumu için geçerli oldukları unutulmamalıdır. Yapım sırasında kazık ucu iyi temizlenmemiş ise ampirik bağıntılardan kestirilen “uç taşıma kapasitesi” değerlerinin belirgin ölçüde azalacağı unutulmamalıdır.



Şekil 4 Çeşitli kaynaklara göre kaya kütlelerine soketlenmiş delme kazıkların nihai yanıl kayma direnc büyüklüğünün " τ_a " ve uç taşıma kapasitesinin " q_u " tek eksenli basınç dayanımı " σ_k " ile değişimleri ve Yapı Merkezi Sudan Projesindeki test kazık sonucu

(*) Sudan-El Mek Nimir Köprü Projesi -yumuşak kaya-verisi

Çizelge 4.Çeşitli araştırmalara göre delme kazıklarda nihai yanal kayma direnci “ τ_a ” ve uç taşıma kapasitesi “ q_u ” (*)

Parametre	Kaynak	Bağıntı No	α	β	Açıklama
Nihai kayma direnci, τ_a	Horvath ve Arkadaşları, 1983	1	0.2 – 0.3	0.5	Kazık çapı $D > 410$ mm
	Rowe ve Armitage, 1987	2a	0.45	0.5	Temiz - düzgün soketler
	Rowe ve Armitage, 1987	2b	0.60	0.5	Temiz - düzgün soketler
	Reese ve O'Neill, 1988	3a	0.15	0.5	$\sigma_k \leq 1.9$ MPa
	Reese ve O'Neill, 1988	3b	0.20	0.5	$\sigma_k > 1.9$ MPa
	Zhang, 1998	4a	0.40	0.5	Pürtüzsüz
	Zhang, 1998	4b	0.80	0.5	Pürtüzlü Soket
Uç taşıma kapasitesi, q_u	Coates, 1967	5	3.0	1.0	-
	Rowe ve Armitage, 1987	6	2.7	1.0	-
	Argema, 1992	7a	4.5	1.0	$\sigma_k \leq 2.5$ MPa
	Argema, 1992	7b	-	-	$\sigma_k > 2.5$ MPa, $q_u = 10$ MPa
	Zhang ve Einstein, 1998	8a	4.8	0.5	$0.6 \text{ MPa} < \sigma_k < 60 \text{ MPa}$, $n=39$ $r=0.90$
	Zhang ve Einstein, 1998	8b	3.0	0.5	Alt limit
	Zhang ve Einstein, 1998	8c	6.6	0.5	Üst limit
	Yapı Merkezi, 2005c	9	2.42	1.0	Değiştirilmiş Skempton, 1959 ifadesi. Yumuşak kaya kütleleri için geçerli
$\tau_a = \alpha \cdot \sigma_k^\beta$, MPa			Açıklanmayan terimler:		
$q_u = \alpha \cdot \sigma_k^\beta$, MPa			α, β = Regresyon bağıntılarının katsayıları, (“ β ” işareti, metin içinde adhezyonu ifade etmek için kullanılan “ β_b ” ve “ β_k ” işareti ile karıştırılmamalıdır.)		
Eğer betonun basınç dayanımı $\sigma_b < \sigma_k$ ise $\tau_a = f(\sigma_k)$			σ_k = Tek eksenli basınç dayanımı -sağlam kaya-, MPa		
ampirik bağıntılarında “ σ_k ” yerine “ σ_b ” değeri alınacaktır.			n = Data sayısı,		
			r = Korelasyon katsayısı,		

(*) Nihai Kayma direnci “ τ_a ” ve uç taşıma kapasitesi “ q_u ” ‘ya ilişkin bağıntılar Ng ve arkadaşları 2001a; Seidel & Collingwood, 2001 ve Zhang & Einstein, 1998 kaynaklarından alınmıştır.

Ng ve arkadaşları, 2001b; Ng, Simons ve Menzies 2005, s.38 - Şekil 1.7 kaynağında önerilen (tasarım yükünde kazık çökmesi-güvenlik katsayısı) değişiminin üst limitine göre Çizelge 5’de hesaplanan güvenlik katsayısı değerlerine karşı gelen çökme değerleri sırasıyla $\delta=15$ mm ve $\delta=6-7$ mm olarak kestirilmektedir. Aynı önerinin alt limitine göre değerlendirme yapıldığında tasarım yükünde beklenen kazık çökmesi 5 mm’nin altındadır. Üst limit değerlendirmede beklenen çökme değerleri aynı sırada %1 ve %0.5’i mertebelerindedir. Kazık çapına ($D=1400$ mm) normalize edilmiş bu çökme değerleri, uç taşıma kapasitesini, emniyetli tarafta kalmak üzere, mobilize eden (% 4.5· D) değerinden çok küçüktürler.

3. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında incelenen konulardan elde edilen belli başlı sonuçlar şöyle sıralanabilir :

- Kazık yükleme deneyinden (Şekil 2) ayrılmış -zayıf dayanımlı kayaya soketlenen kazığın nihai yanal kayma direnci $\tau_a=36$ t/m², mertebesinde belirlenmiştir. Bu büyüklük proje sahası için elde edilen ortalama tek eksenli basınç dayanımı $\sigma_k = 70$ t/m² -sağlam nümune- literatürde rapor edilen geriye dönük çözümlemelere dayanan $\tau_a = f(\sigma_k)$

ampirik bağıntı-sından (Çizelge 4, Şekil 4, Bağıntı 4a) kestirilen değer ile oldukça uyumludur.

- Presiyometre deneyinden kestirilen uç taşıma kapasitesi $q_u=536$ t/m² mertebesinde olup “8c” ampirik bağıntısı (Şekil 4) sonucu ile üst üste düşmektedir. Ayrıca anılan kaya litolojisi bazında rapor edilen değerler ile çok uyumlu olduğu farkedilmektedir.
- Yerinde elastik modül büyüklüğünün geriye dönük çözümlemesinde (Şekil 3) kazıkların soketleneceği kaya kütlelerinin jeolojik dayanım indisinin “GSI” (15-30) aralığı içinde değer aldığı ileri sürülebilir. Sondaj log verilerinin ayrıntılı değerlendirme sonuçları belirlenen GSI değerlerini desteklemektedir.
- Proje sahasında gerçekleştirilen yerinde deney sonuçları ve en elverişsiz pürtüzlülük koşulu dikkate alındığında en kritik eksenel tasarım yükü ($Q_{mak} = 855$ t) 2’den büyük bir güvenlik katsayısı ile taşınmaktadır. Yaygın eksenel tasarım yükü ($Q_{mak} = 600$ t) için hesaplanan güvenlik katsayısı ise, $GK > 3$ olmaktadır (Çizelge 5). Tekil kazığın ($D=1.4$ m) nihai kazık yükünde yapacağı çökme değeri $\delta = 7$ cm düzeyinde kestirilmiştir.

Çizelge 5 Kayaya soketli kazıkların nihai eksenel yük hesabı

• Nihai Yük - Deneyisel veriler-	$Q_n = Q_y + Q_{uc} = \pi D L_s \tau_a + \frac{\pi D^2}{4} \cdot q_u = 3.14 \times 1.4 \times 7.0 \times 36 + \frac{3.14 \times (1.4)^2}{4} \times 536$ $= 1107 + 824 = 1931 \text{ t}$
	Q_y= Yanal kayma direnci ile taşınan eksenel yük, Q_{uc}= Uç kapasitesiyle taşınan eksenel yük, (Negatif yanal kayma yükü ve kazık statik ağırlığı ihmal edilmiştir) τ_a= Nihai yanal kayma direnci, $\tau_a=36 \text{ t/m}^2$ q_u= Uç taşıma kapasitesi, $q_u=536 \text{ t/m}^2$ } Kazık yükleme ve Presiyometre deneylerinin sonuçları
• Nihai Yük - Ampirik bağıntılar- (4a, 8a bağıntıları, Çizelge 4)	$\tau_a = 0.4(\sigma_k)^{0.5} = 0.4 \times (0.7)^{0.5} = 0.334 \text{ MPa} = 33.4 \text{ t/m}^2$ $q_u = 4.8(\sigma_k)^{0.5} = 4.8 \times (0.7)^{0.5} = 4.02 \text{ MPa} = 402 \text{ t/m}^2$ } “Pürüzsüz” koşula karşı gelmektedir (Ortalama tek eksenli basınç dayanımı – sağlam nümune $\sigma_k = 0.7 \text{ MPa}$) $Q_n = Q_y + Q_{uc} = \pi D L_s \tau_a + \frac{\pi D^2}{4} \cdot q_u = 3.14 \times 1.4 \times 7.0 \times 33.4 + \frac{3.14 \times (1.4)^2}{4} \times 402$ $= 1027 + 618 = 1645 \text{ t}$
• Güvenlik Katsayısı	$GK = \frac{Q_n}{Q_{mak}} = \frac{1913}{855} = 2.2 \rightarrow \text{En kritik eksenel tasarım yükü ; } Q_{mak} = 855 \text{ t}$ $GK = \frac{1913}{600} > 3 \rightarrow \text{Yaygın eksenel tasarım yükü ; } Q_{mak} = 600 \text{ t}$
• Değerlendirme Notu	AASHTO, 1996’a göre kazık deneyisel verilerine göre yapılan hesaplamalarda genel güvenlik katsayısının $GK=2$ olması yeterli kabul edilmektedir. Diğer taraftan “Pürüzlülük” dikkate alındığında, söz konusu büyüklüğün daha da artacağı açıktır.
• Nihai Yükte Kazık Çökmesi	$\delta_n \approx \frac{3}{4} \cdot \frac{Q_n \cdot L}{A_k \cdot E_b} + 0.045 \cdot D = \frac{3}{4} \times \frac{1913 \times 30.0}{0.785 \times (1.4)^2 \times 2479600} + 0.045 \times 1.4$ $= 0.011 + 0.063 = 0.074 \text{ m} = 7.4 \text{ cm}$ (E_b değeri için 2.3 bölümüne bakınız)

TEŞEKKÜR

Yazarlar, projeyi yakından izleyen ve destekleyen Sudan, Hartum Eyalet Valisi Sayın Dr. Abdulhalim İsmail Almutafi’ye, Sudan Bayındırlık Bakanı Sayın Abdulwahap Muhammed Osman’a ve ekibine şükranlarını sunarlar. Gerek tasarım gerekse tasarım esnasında projeye sağladıkları katkılar için Proje’nin Müşavir Firması Shüßler-Plan Ingenieurgesellschaft für Bau und Verkehrswegeplanung mbH, Berlin Almanya’nın değerli mühendislerine teşekkür ederler. Yazarlar bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve destekleri için, Yapı Merkezi El Mek Nimir Köprü Şantiyesi Proje Müdürü Sayın Hüseyin BUDAK şahsında tüm görevli mühendis ve diğer çalışanlarına samimi teşekkürlerini açıklarlar. Ayrıca, çalışmada yer alan kimi şekil ve çizelgeleri dijital ortamda özenle oluşturan Dr. Can Zulfikâr’a teşekkür ederler. Bu çalışmada elde edilen sayısal çıkarımlar, yapılan değerlendirmeler ve ileriye sürülen görüşler yazarlarına ait olup Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayi A.Ş. ve diğer adı geçen kurum / kuruluşları bağlamaz.

KAYNAKLAR

- AASHTO, 1996, *Standard Specifications for highway bridges 16th. edition.*, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Anoğlu Ergin, Anoğlu N., Yılmaz A.O., 1999, *Çözümlü beton agregaları problemleri*, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- Bowles, J.E., 1989, *Physical and geotechnical properties of soils*, McGraw-Hill International Editions, Singapore
- Bustamente, N., and Frank, R., 1999, Current French design practice for axially loaded piles, *Ground engineering*, March, pp:38-44.
- Carubba, P., 1997, Skin friction of large-diameter piles socketed into rock, *Canadian geotechnical journal* Vol.34, pp:230-240.
- Duncan, J.M. and Wright, S.G., 2005, *Soil strength and slope stability*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ.
- Eurocode 7, *Jeoteknik Tasarım, Bölüm 1: Genel Kurallar*. EN 1997.
- Hoek, E., and Diederichs, M.S., 2006, Empirical estimation of rock mass modulus, *International journal of rock mechanics & mining sciences*, Vol.43, pp:203-215.

- Johnston, I.W., and Novello, E.A., 1994, Soil mechanics, rock mechanics and soft rock technology, *Proc. institution civil engineers geotechnical. engineering. Vol.107*, Geotechnical Engineering Panel Paper 10232, January, pp:3-9.
- Ng, C., W. W., Simons, N and, Menzies, B., 2004, *Soil-structure engineering of deep foundations, excavations and tunnels*, Thomas Telford, London.
- Ng, C. W.W., Yau, T.L., Li, J.H.M. and Tang, W.H., 2001a, Side resistance of large diameter bored piles socketed into decomposed rocks, *J. Geotech.&geoenviron.engng., ASCE*, 127 (8), pp:642-657.
- Ng, C. W.W., Yau, T.L., Li, J.H.M. and Tang, W.H., 2001b, New failure load criterion for large diameter bored piles in weathered geomaterials, *J. Geotech. & geoenviron. engng., ASCE*, 127(6), pp:488-498.
- Prakash, S., and Sharma, H.D., 1990, *Pile foundation in engineering practice*, John Wiley&Sons, Inc., NewYork.
- Rowe R.K., and Armitage H.H., 1986, A design method for drilled piers in soft rock, *Canadian geotechnical journal Vol.24*, pp:126-142.
- Sağlam, A., ve Düzceer, R., 2004, Kazık yükleme deneyi sonuçlarının yorumlanması, *Zemin mekaniği ve temel mühendisliği 10.Ulusal Kongresi*, s: 613-624.
- Seidel J.P., and Collingwood B., 2001, A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance, *Canadian geotechnical journal Vol.38*, pp:138-153.
- Skempton, A. W., 1959, Cast-in-situ- bored piles in London Clay, *Géotechnique*, 9, (4), pp 153-173.
- Sönmez H., and Ulusay R, 1999, Modifications to geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes, *International journal of rock mechanics and mining science*, Vol. 36(6), pp743-760.
- Sönmez H., and Ulusay R., 2002, A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies, *Bulletin of earth sciences application and research centre of hacettepe university Vol.26*, pp. 77-99.
- Toğrol, E., ve Tan, O., 2003, *Kazıklı temeller*, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Tomlinson, M.J., 2001, *Foundation design and construction, 7th. edition*, Pearson-Prentice Hall, Harlow
- Wyllie D.C., 1999, *Foundations on rock*, 2nd. Edition, E&FN Spon, London.
- Yapı Merkezi, 2005a, El Mek Nimir Bridge structural analysis and design report - offshore pylon axes (8, 9), *Report No : 003006.AI-S008, Tasarım Grubu Arşivi*, Çamlıca, İstanbul
- Yapı Merkezi, 2005b, El Mek Nimir Bridge geotechnical evaluation report, *Report No:03006-AI-G005, Tasarım Grubu Arşivi*, Çamlıca, İstanbul
- Yapı Merkezi, 2005c, El Mek Nimir köprü projesinde kazık uç taşıma kapasitesi ve nihai yükün kestirimi, *İnceleme Raporu, Ar-Ge Bölümü Arşivi*, Çamlıca, İstanbul.
- Yıldız Ş., , 2005, Preliminary pile test report Sudan El Mek Nimir Bridge Project, Technical Report, *Bauer Spezialtiefbau GmbH*. November,
- Zhang L., and Einstein H., 1998, End bearing capacity of drilled shafts in rock, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE*, July, pp:574-584.

Karakaya Barajı Mansabı sol sahildeki oyulmanın jeolojik-jeoteknik incelemesi

Geological-geotechnical studies at left bank of Karakaya dam's downstream

B. Ünal

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, 06100, Yücetepe/Ankara

ÖZET: Karakaya Barajı Diyarbakır İli Çüngüş İlçesinin 19 km batısında Fırat Nehri üzerinde inşa edilmiştir. Barajın inşaatının tamamlanmasından birkaç yıl sonra aksın 150 m. kadar sol sahil mansabında ve nehir yatağında 35 m çapında bir oyulma meydana gelmiştir. Bu oyulmanın jeolojik nedenlerle ilişkisini araştırmak ve baraj güvenliği için problem oluşturup- oluşturmayacağını belirlemek amacıyla bu çalışma yapılmıştır.

ABSTRACT: Karakaya Dam was built on the River Fırat which is 19 km west from Çüngüş Town to Diyarbakır City. The hollow which is 35 m diameter and from left bank 150 m away from the river bed after the construction of the construction of the dam finished. This study was made to see whether there is a problem for safety of the dam and geological causes.

1 GİRİŞ

Karakaya Barajı Diyarbakır İli Çüngüş İlçesinin 19 km batısındaki Fırat Nehri üzerindeki yapılmıştır. (Şekil 1)

Baraj inşaatı 1986 yılında tamamlanarak enerji üretmeye başlamıştır. 1986-1990 yılları arasında işletme süresi içinde baraj sol sahilinde, gövdenin 150 m kadar mansabında yaklaşık 35 m çapında anakayada bir oyulma meydana gelmiştir. Daha sonra yapılan ölçümlerde bu oyulmanın nehir tabanında da olduğu gözlenmiştir. Karakaya Barajı mansabı ve nehir yatağındaki meydana gelen oyulmaların jeolojik nedenlerle ilişkisini araştırmak, baraj yapılarına etkisini ve alınabilecek önlemler konusunda araştırma yapmak amacıyla bu çalışma yapılmıştır.

Karakaya Barajının Karakteristikleri:

Tipi	: Beton ağırlık
Yüksekliği	: 173 m
Kret uzunluğu	: 462 m
Dolusavak Tipi	: 10 adet radial kapaklı
Dolusavak Kapasitesi	: 17 000 m ³ /sn
Maksimum Su Seviyesi	: 695.20 m
Minimum Su Seviyesi	: 670.00 m
Drenaj alanı	: 80 538 km ²
Depolama Kapasitesi	: 5 580 hm ³
Aktif Depolama Kapasitesi	: 5 400 hm ³

1. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Karakaya barajı sol sahilinde meydana gelen oyulmanın yamaç stabilitesini olumsuz etkilemesi ve baraj yapılarına hasar vermesini önlemek amacıyla 1989 yılında 4 aşamada iyileştirme çalışmaları yapılmıştır. (Şekil 2). Bunlar:

- Dolusavak ve yağış sularının yamaç yüzeyinde oluşturduğu ayrışmanın önlenmesi için püskürtme beton + bulon + çelik hasır uygulanması.

- Süreksizlik boyunca sızan yağış sularının ana kayacın süreksizlik yüzeyinden uzaklaştırılması.
- Yamaçta topuk oluşturmak suretiyle topuk betonu uygulanması.

- Kaplanan ana kayacın iç kısımlarındaki süreksizliklerin çimento şerbetiyle önlenmesi amacıyla konsolidasyon enjeksiyonu yapılması (Sezer, U. & Türk, N. 1994)

3 JEOLOJİ

Karakaya Baraj yeri ve çevresinde Pötlürge masifine ait metamorfik birimler yer alır. Paleozoyik yaşlı metamorfik birimler, Tersiyer yaşlı marl ve kireçtaşlarından oluşan ve bölgede Lice formasyonu olarak bilinen birim üzerine kuzey yönlü bindirme ile gelmiştir. Metamorfik seri:

- Hornblend şist zonu (Baraj mansap kısmında)
- Hornblend gnays zonu (Baraj aks yeri ve çevresinde)
- Mika gnays biriminden (Rezervuar alanı ve özellikle sol sahilde) oluşmaktadır.

Tersiyer yaşlı Lice formasyonu ile Paleozoyik yaşlı hornblend gnays birimi (hornblend şist + hornblend gnays zonu) 1-2 m kalınlığında ve 40° kuzeye eğimli bindirme fayı, baraj aks yerinin yaklaşık 400 m mansabında Fırat nehri ile kesişir. Hornblend gnays birimi ile mika gnays birimi arasındaki dokanak fayı 30° KD' ya eğimlidir ve baraj aks yerinin yaklaşık 200 m menba kısmında Fırat nehri tarafından kesilir. (Şekil 3). Paleozoyik yaşlı metamorfikler, rezervuar alanının KB kesimlerinde Üst Kretase yaşlı melanj birimi ve bu birimi transgresif olarak üstleyen Miyosen yaşlı karbonat birimi ile örtülüdür. Metamorfik serilerin hakim doğrultusu KD-GB olup, eğimleri 20-30° KB dir. Baraj mansap kısmında altüvyon kalınlığı yok denecek kadar azdır.

Eklemler yüzeye yakın kesimde bulunur. Kırıklar ise daha derinlere inebilmektedir. Çünkü çeşitli tektonik hareketlerle gelişmişlerdir. Bu çatlakların bazılarında belirgin rekristalizasyon görülür, bundan dolayı kapalı ve kompaktırlar. Rekristalizasyon malzemesi kuvars feldispat, epidot ve yer yer kalsit karışımından oluşmuştur. İnceleme alanında eklem takımları 10-20 cm, yersel olarak 1 m veya daha fazla, gelişmiş yüzeyler 5 m aralıkta ve kesme zonları 15 aralıktadır (Electrowatt, 1975).

3. MANSAP SOL SAHİL VE NEHİR YATAĞINDA MEYDANA GELEN OYULMA

Karakaya Barajının menba ve mansabında bulunan 2 ana fay sistemi etkisinde, yapısal unsurlara bağlı ikincil ve hatta üçüncül tali faylar ve kırık-çatlak sistemleri (süreksizlik yüzeyleri) gelişmiştir. Bu süreksizlik yüzeyleri özellikle KD-GB uzanımlı eğimleri ise 36°-42° arasında KB' ya (sol sahilten sağ sahile) doğrudur.

Barajın faaliyete geçtiği 1987 yılından sonra dolusavakların yüksek boşaltım debilerinde çalıştırılması sonucu, santral binasının yaklaşık 150 m mansabında nehir yatağında yaklaşık 35 m çapında oyulma çukuru oluşmuştur (Şekil 4). Özellikle dolusavak sağ kapaklarının çalıştırılması sonucu nehir yatağına boşalan su jeti, sol sahilde metamorfik kayacın süreksizlik yüzeyleri boyunca oyulma ve erozyon yüzeyi oluşmasına neden olmuştur (Şekil 5).

2. ARAZİ ÇALIŞMALARI

2.1. Su Analizleri

Karakaya baraj yerinde menba-mansap yönünde su karakterlerinde bir farklılık olup olmadığını araştırmak amacıyla rezervuar, 597 ve 528 galerileri, beton-kaya kontağı ve Fırat nehri olmak üzere toplam 12 noktadan su örnekleri alınmıştır. Su örneklerinin yerinde sıcaklık ve elektriksel iletkenlik ölçümleri alınmış olup, alınan örnekler kimyasal, oksijen 18 ve döteryum analizleri DSİ Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Daire Başkanlığında yapılmıştır.

Analiz sonuçlarına göre, Ünal, B. & Aksu, T. & Ağan, C. 2005. "Karakaya Barajı Mansabı Sol Sahildeki Oyulma Hakkında Jeolojik-Jeoteknik İnceleme" adlı çalışmada Karakaya Barajı ve civarında 4 çeşit su olduğunu belirtmişlerdir. Bunlar.

2.1.1. Rezervuar Suyu

Rezervuarda izlenmekle birlikte galeriler, sağ ve sol sahil yamaçlar ile nehir yatağında ise çok az miktarda bulunmuştur. Kimyasal analiz sonucunda sıcaklık 22.3 °C, elektriksel iletkenlik 342 µmho/cm; oksijen 18 ‰ -8.52 ve döteryum analiz sonucu ‰ -50.85 olarak bulunmuştur (Tablo 1, Tablo 2).

2.1.2. Sağ Sahil Yamaç Suyu

Sadece sağ sahil yamaçta 528 galerisinde izlenmiştir. Başka herhangi bir yerde izlenmemiş olup, sağ sahil 528 galeri aynasında bir boşalım ağzı oluşturmuştur. Sağ sahil yamaç tabaka yüzeylerinin yamaç içerisine doğru olması nedeniyle bu su, sağ sahilde boşalım göstermemektedir. Boşalım ağzı baraj aksından uzakta, muhtemel olarak sağ sahil mansabının alt kotlarında olduğu düşünülmektedir. Kimyasal analiz sonucunda sıcaklık 9.2 °C, elektriksel iletkenlik 401 $\mu\text{mho/cm}$, oksijen 18 ‰ -10.05 ve döteryum analiz sonucu ‰ -59.4 olarak bulunmuştur (Tablo 1, Tablo 2).

2.1.3. Sol Sahil Yamaç Suyu 1

Sol sahil yamacında iki tip su bulunmaktadır. Birinci tip su, sol sahil ayna ve sol sahil mansap boyunca sığ bir hareket göstermektedir, nehir yatağına doğru çok zayıf miktarda boşalım göstermektedir. Kimyasal analiz sonucunda sıcaklık 13.9-14.8 °C, elektriksel iletkenlik 315-319 $\mu\text{mho/cm}$, oksijen 18 ‰ -9.41-ile-9.68 ve döteryum analiz sonucu ‰ -51.42 ile -53.11 olarak bulunmuştur.

2.1.4. Sol Sahil Yamaç Suyu 2

Sol sahil menba, sol sahil mansap, sol sahil beton-kaya kontağı ve nehir yatağında bu su izlenmektedir. Sol sahil yamaçlar boyunca gelen bu sular, nehir yatağına boşalmaktadır. Karakaya barajında miktar olarak en fazla bu tip su izlenmektedir. Kimyasal analiz sonucunda sıcaklık 11.5-13.9 °C, elektriksel iletkenlik 376-393 $\mu\text{mho/cm}$, oksijen 18 ‰ -9.77-ile-10.63 ve döteryum analiz sonucu ‰ -55.26 ile -58.56 olarak bulunmuştur (Tablo 1, Tablo 2).

Su analiz sonuçlarına göre menba - mansap yönünde aktif bir su hareketi izlenmemiştir.

2.2. Kayaç Örnekleri Üzerinde Yapılan Çalışmalar

Karakaya Barajı sol sahil mansap oyulması ve yamaç duraylılığının incelenmesi kapsamında; oyulma yüzeyinden 3, sağ sahilden 1, mansap sol sahil kret ulaşım yolundan 3, mansap sol sahil 574 platformundan 1 olmak üzere alınan toplam 8 adet kaya örneği alınmıştır (Şekil 4).

DSİ Teknik Araştırma ve Kalite Kontrol Daire Başkanlığında kaya örnekleri üzerinde petrografik

analiz, özgül kütle, birim kütle, su emme, su muhtevası, suya dayanıklılık indeksi, basınç dayanımı ve makaslama deneyleri yapılmıştır. Petrografik analiz sonuçlarına göre kaya örnekleri için aşağıdaki tanımlamalar yapılmıştır:

5.2.1. Petrografik Analiz:

Numune No 1 (Muskovit-kuarsışist) : Ana minerali kuvars olup, tali mineral ise muskovittir. Klorit ise daha az miktarda bulunmaktadır. Kuvars mineralleri numunenin kıvrımlanması esnasında sert olan tabakaların kırılıp parçalanarak boğum boğum sucuk yapısına benzer şekil almaları sonucu mozaik dokulu, ince taneli mercekler şeklinde görülmektedir.

Numune No 2 ve 8 (Hornblendgnays) : Esas minerali hornblend olup, plajiolklaz ve kuvars daha az oranda bulunmaktadır. Hornblend mineralleri birbirine paralel -yarı paralel dizilmiş özşekilsiz prizmatik kristaller halinde görülmektedir. Baklava biçimi iki yönlü dilinimi belirgindir. Plajiolklaz mineralleri ise deformasyon nedeniyle kırılmış-ezilmiştir.

Numune No 3 (Kataklastik epidot-kuarsışist) : Kuvars, epidot ve klorit primer mineraller olup, kuvars numunenin ana mineralidir. Şistozite düzlemi boyunca hafifçe yassılaştırmış, mozaik dokulu, poligonal şekilli, ince taneli kristaller bantlar halinde görülmektedir. Bantlar içerisinde bu düzlem boyunca iyice uzamış iri mercekli kristaller halinde gözlenmektedir.

Numune No 4 (Biyotit-kloritışist) : Esas mineraller klorit, biyotit ve kuvarstır. Numunenin şist dokusunu belirleyen ana minerali klorittir. İnce pulcuklar halindeki kristaller şistozite düzlemi boyunca uzanmış tatlı kıvrımlı ince seviyeler halinde gözlenmektedir. Şekil 6' da numunenin şistozite düzlemini açılı kesen ayırma yüzeyi görülmektedir.

Numune No 5 ve 6 (Muskovit - biyotitgnays) : Kuvars, plajiolklaz, biyotit ve muskovit esas mineraller olup en fazla kuvars bulunmaktadır. Kuvars mineralleri az çok girift olacak şekilde kenetlenmiş, dalgalı sönmeli kristaller plajiolklaz kristalleri ile birlikte oluşturdukları bantlar halinde gözlenmektedir.

Numune No 7 (Muskovit-kalkışist) : Kalsit, muskovit, biyotit, kuvars primer mineralleri oluşturmaktadır. Kalsit numunenin şist dokusunu belirleyen ana mineralidir. Yaklaşık 0,5 mm tane iriliğine sahip polisentetik ikizlenmeli kristaller, uzun eksenleri birbirine paralel olarak şistozite yönünde uzamış veya yassılaştırmış halde gözlenmektedir. Şekil 7' de numunenin şistozite

düzlemini dike yakın kesen ayırma yüzeyi görülmektedir.

5.2.2.Fiziksel Testler :

Sol Sahil Oyulma Bölgesi : 1, 2 ve 3 no'lu kaya örnekleri bu bölgeden alınmıştır. Kaya örneklerine uygulanan fiziksel testlerden özgül kütle, birim kütle, su emme, porozite ve doluluk oranı özellikleri yönünden birbirine yakın sonuçlara ulaşılmıştır. Aynı şekilde suya dayanıklılık sınıflandırmasında her 3 kaya örneği de aşırı yüksek dayanımlı olarak bulunmuştur (Tablo 3).

Bununla birlikte tek eksenli basınç dayanımı testinde her 3 örnek birbirinden farklı sonuçlar vermiştir. Elde edilen sonuçlarda kayaç örneklerinin ye ulaşan kuru-doygun basınç dayanımı testinde 2 no'lu örnekte % 32' ye ulaşan dayanım azalması, her 3 örnek arasında % 10-25 arasında mukavemet farklılıkları görülmüştür.

3 no' lu numunenin ayırma yüzeylerinde bitki kökleri izlenmiştir. Zayıf olan bu yüzeyler bitki kökleri nedeniyle daha duraysız bir hal almış, ağırlığın ve yamacın dik olması nedeniyle kopma meydana gelmiş olabilir. 3 no' lu örneğin bulunduğu bölgede sol yamaçtan aşağı doğru inen bir ezilme zonu bulunmaktadır. Ezilme zonu ve tabakaların eğim yönü Şekil 5' te verilmiştir.

Sol Sahil Yamaç Bölgesi : Bu bölgeden 4 adet kaya örneği alınmıştır (5, 6, 7 ve 8 no'lu kaya örnekleri). Sol sahil oyulma bölgesinde izlenen ezilme zonu, üst kısımda sol sahil kret ulaşım yoluna kadar hatta daha üst kotlara kadar devam etmektedir (Şekil 4). Ezilme zonunun 574 kotu bölgesinden örnekler alınmıştır (5 ve 6 no' lu örnekler). 5 no'lu numunenin kütlece su emme oranı limit değerinin üzerindedir. Bu numunelerin dayanım azalması değerleri yüksek görülmektedir. Suyun bu örnekler

üzerinde dayanımını azaltıcı bir etkisi vardır.

Laboratuvar çalışmalarında tek eksenli basınç dayanım değerlerinden, kayacın genel olarak "orta dayanımlı kaya" olarak sınıflandırılabilceği (ISRM, Bieniawski, Deere ve Miller) görülmüştür. Numuneler üzerinde yapılan bir diğer test olan "suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi" testlerinden, "aşırı yüksek dayanımlı kayaç" sınıfında olduğu sonucuna varılmıştır (DSİ, 2005). Laboratuvar "makaslama deneyi" sonuçları ile, benzer tür kayaçların literatürde yer alan değerleri arasında Hoek and Bray, 1995'e göre uyum tespit edilmiştir. Ancak raporda, bazı numuneler de dolgu kırıklar nedeniyle nispeten daha düşük

dayanım değerleri elde edildiği belirtilmiştir (DSİ,2005).

Jeolojik haritalardan, hakim eklem setleri belirlenmiş ve kinematik analiz amacıyla, DSİ Genel Müdürlüğü Jeoteknik Hizmetler ve YAS Dairesi Başkanlığı Kaya ve Zemin Mekanik Şubesi tarafından DİPS bilgisayar programına veri olarak girilmiştir. Bu analizlerden, düzlemsel ve kama tipi kayma risklerinin tespit edilmesi amaçlanmıştır. Analiz sonuçları Şekil 7' de verilmektedir.

Analiz sonuçlarından görüldüğü gibi, hakim eklem setlerinin neden olacağı bir kama tipi kayma beklenmemektedir.

Düzlemsel kayma analizi yapıldığında ise, 2 ve 5 nolu eklem setlerinin neden olacağı düzlemsel kayma riski kinematik analiz sonucu belirlenmiştir. Bundan dolayı, bu eklem setleri için ikinci bir analiz yöntemi olan şev duraylılığı analizi yapmak zorunlu olmuştur. Duraylılık hesapları ampirik yöntemlerle yapılmıştır.

Yapılan hesaplamalarda, emniyetli tarafta kalmak için, kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ) en düşük olan numune değerleri dikkate alınmıştır. Buna rağmen, hesaplamalar sonucunda, Karakaya Barajı sol sahil yamaçlarının güvenlik katsayısı (F) 2,8 bulunmuştur. Bu güvenlik katsayısı değeri, dışardan ek kuvvetlerle tetiklenmedikçe sol yamaçta düzlemsel kayma riskinin de olmadığı anlamına gelmektedir.

Ancak bu analiz sonuçları, yersel, küçük çapta taş ve askıda duran blok düşmelerinin yaşanmayacağı anlamına gelmemektedir.

Sağ Sahil Bölgesi : Bu bölgeden alınan 4 no'lu kayaç örneğinden alınan test sonuçları, ezilme bölgesi dışındaki sol sahil yamacındaki diğer kaya örnekleri ile benzer fiziksel ve mekanik sonuçlar göstermektedir.

6.JEOFİZİK ÇALIŞMALARI

6.1.Sismik Aktivite Çalışmaları

Teledyne Geotech marka A-700 marka sayısal strong-motion (kuvvetli yer hareketi) cihazı 1986-1988 yılları arasında Karakaya Baraj gövdesi üzerine yerleştirilmiş olup, halen gövde üzerindedir.

2000 yılına kadar deprem verileri değerlendirilmiş olup, daha sonra cihazının bilgisayarın teknolojisinin eskiliği nedeniyle uyum sağlanamamış ve içindeki deprem verileri

değerlendirilememiştir. Sistem halen Karakaya barajında olmasına rağmen deprem verisi sağlanamamaktadır.

Karakaya baraj yerinde Teledyne marka analog sismograf cihazı bulunmaktadır. Cihaz en son 14 Nisan 2004 tarihinde tamir edilerek gönderilmiş olup, kalem arızası nedeniyle sistem çalışmamaktadır.

6.2. Gövdedeki Titreşimler

Hidroelektrik Santralinin çalışması sırasında baraj gövdesinde hissedilen titreşimlerin, ertesi gün santral çalışması durdurulduğunda olmadığı görülmüştür.

6.3. İki Boyutlu (2D) Elektrik Tomografi Etüdü

Sol sahildeki oyuğun 2D elektrik öz direnç tomografi etüdü ile saptana bilmesi için gerekli açılım olanağı olmağı için 2D tomografi çalışması yapılamamıştır.

7 SONUÇLAR

Karakaya barajı ve civarında ana kaya Paleozoyik yaşlı metamorfik hornblend gnays biriminden oluşmaktadır. Metamorfik serilerin hakim doğrultusu KD-GB olup, eğimleri 20-30° KB dir. Baraj aksı 400 m mansabında ve 200 m menbasında 2 adet fay ile kuşatılmıştır.

Su kimyası ve izotop analiz sonuçlarına göre Karakaya Baraj aksı ve civarında rezervuar, sağ sahil ve sol sahildeki 2 adet olmak üzere 4 farklı su bulunmaktadır. Su analiz sonuçlarına göre menba-mansap yönünde aktif su hareketi izlenmemiştir.

Kayaç örnekleri üzerinde yapılan fiziksel ve mekanik testler sonunda oyulma bölgesi ezilme zonundaki kayaç örneklerinin mukavemet parametreleri bir miktar (yaklaşık %10-25) farklılık olduğu görülmüştür.

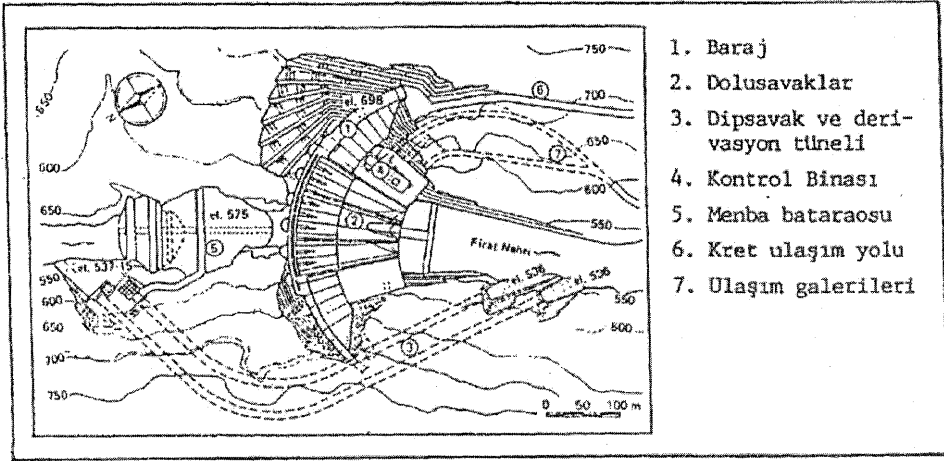
Sol sahil yamaç bölgesi ezilme zonunun 574 kotu bölgesinden alınan örneklerde (5 ve 6 no' lu örnekler), 5 no'lu numunenin kütlece su emme oranı limit değerinin üzerindedir. Bu numunelerin (5 ve 6) dayanım azalması değerleri yüksek

görülmektedir. Suyun bu örnekler üzerinde dayanımı azaltıcı bir etkisi vardır.

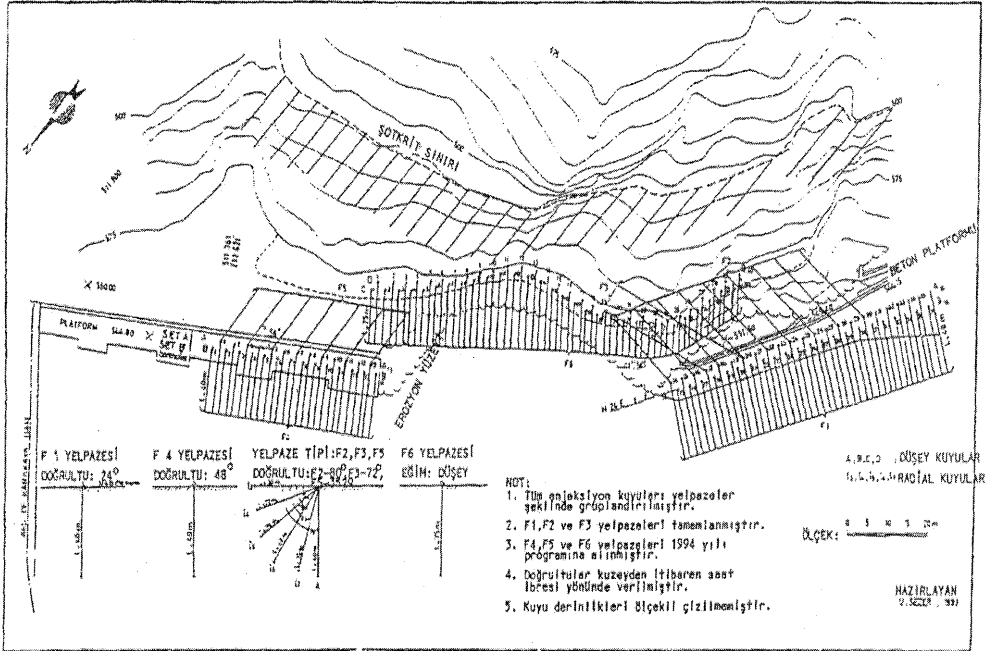
Kayaç örnekleri düzlemsel kayma riski kinematik analiz sonucu ve bu eklem setleri için ikinci bir analiz yöntemi olan şev duraylılığı analizi sonuçlarında emniyetli tarafta kalmak için, kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (Ø) en düşük olan numune değerleri dikkate alınmıştır. Buna rağmen, hesaplamalar sonucunda, Karakaya Barajı sol sahil yamaçlarının güvenlik katsayısı (F) 2,8 bulunmuştur. Bu güvenlik katsayısı değeri, dışardan ek kuvvetlerle tetiklenmedikçe sol yamaçta düzlemsel kayma riskinin de olmadığı anlamına gelmektedir.

Sol sahildeki oyuğun 2D elektrik öz direnç tomografi etüdü ile saptana bilmesi için gerekli açılım olanağı olmağı için 2D tomografi çalışması yapılamamıştır

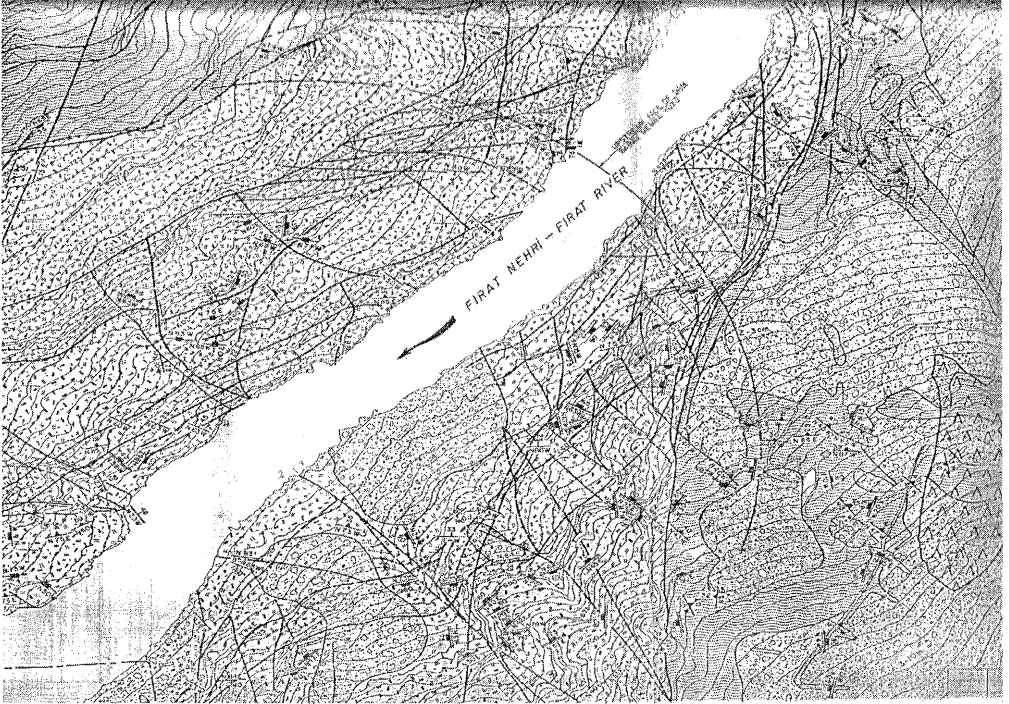
Sonuç olarak oyulma bölgesi ve baraj mansabındaki değişik bölgelerden alınan kayaç örnekleri üzerinde yapılan fiziksel ve mekanik testler birbirine yakın değerler vermektedir. Dolusavak sağ kapaklarının çalıştırılması sonucu nehir yatağına boşalan su jeti, sol sahilde metamorfik kayacın süreksizlik yüzeyleri boyunca oyulma ve erozyon yüzeyi oluşmasına neden olmuştur. Oyulmanın yanlış işletim sisteminden kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 1. Karakaya Barajı Genel Görünüşü



Şekil 2. Karakaya Barajı Mansap Sol Sahili Yamaç İyileştirme ve Konsolidasyon Enjeksiyonlarını Gösteren Lokasyon Haritası (Sezer,U. & Türk, N. 1994.)



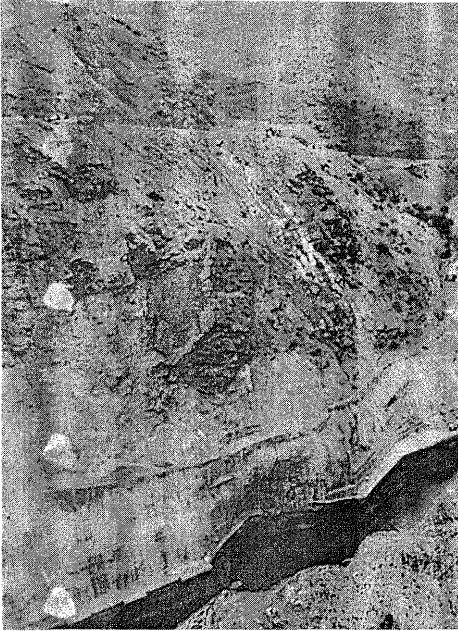
Şekil 3. Karakaya Barajı ve Civarı Jeoloji Haritası (Electrowatt,1975)

Tablo 1. Karakaya Baraj Yeri ve Civarından Alınan Su Örnekleri Kimyasal Analiz Sonuçları

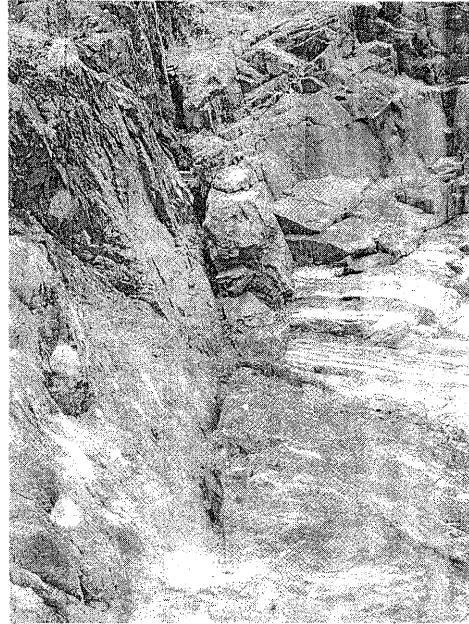
Örnek No	Alınan Yer	Sıcaklık	E.C.	pH	Sodyum	Potasyum	Kalsiyum	Mağnezyum	Sülfat	Klorür
1	Sol Sahil Mansap	12,5	380	7,7	18,5	2,93	40,2	16,2	28,8	22,7
2	Sol Sahil Menba	12,7	376	7,8	18,9	3,17	43,6	13,1	36,5	22,4
3	Sağ Sahil (KN D-6)	9,2	401	8,2	23,6	3,01	42,2	14,7	36,4	23,1
4	528 Galerisi Sol Sahil Ayna	14,7	319	7,9	11,7	2,43	40,0	9,36	26,6	20,6
5	528 Galerisi Sol Ayna Mansabı 1	10,7	393	7,9	22,2	2,79	41,4	15,7	38,3	22,0
6	528 Galerisi Sol Ayna Mansabı 2	13,9	315	8,0	15,7	2,26	37,8	11,2	38,6	17,0
7	528 Galerisi Sol Sahil Mansap	13,8	377	8,0	17,2	2,89	43,6	13,7	38,1	21,3
8	528 Galerisi Sağ Sahil Mansap	12,2	376	7,9	20,0	2,75	40,4	16,2	42,1	20,9
9	528 Galerisi Sağ Sahil 2	11,5	389	7,9	21,3	2,58	39,4	16,6	41,1	22,0
10	528 Gal Beton-Kaya Konağı	13,5	377	8,2	19,6	3,11	36,8	17,9	37,5	22,0
11	Fırat Nehri Mansap	12,2	389	8,1	21,6	2,02	39,4	16,4	34,6	23,1
12	Göl Yüzeyi	22,3	342	8,7	19,8	2,13	30,4	14,2	27,8	20,6

Tablo 2. Karakaya Baraj Yeri ve Civarından Alınan Su Örnekleri Oksijen –18, Döteryum Analiz Sonuçları

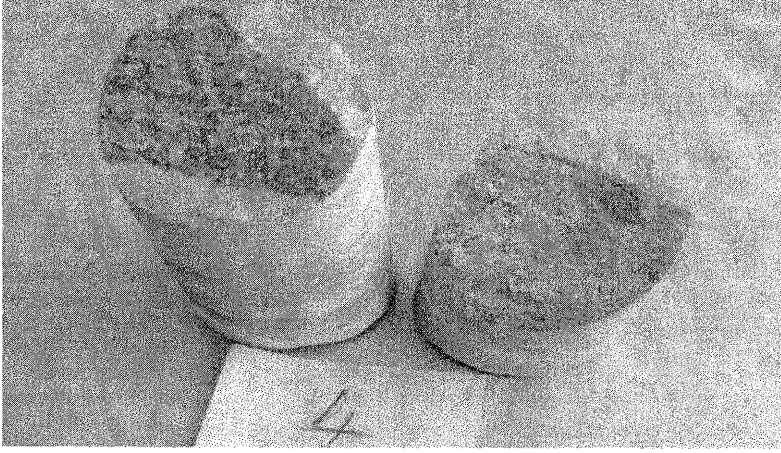
Örnek No	Alınan Yer	$\delta 18 O$ (SMOW'a göre) (‰)	δD (SMOW'a göre) (‰)
1	Sol Sahil Mansap	-9,94	-57,14
2	Sol Sahil Menba	-9,77	-55,26
3	Sağ Sahil (KN D-6)	-10,05	-59,94
4	528 Galerisi Sol Ayna	-9,41	-53,11
5	528 Galerisi Sol Ayna Mansabı	-9,92	-59,30
6	528 Galerisi Sol Ayna Mansabı 2	-9,68	-51,42
7	528 Galerisi. Sol Sahil Mansap	-9,84	-55,03
8	528 Galerisi Sağ Sahil Mansap	-9,88	-55,84
9	528 Gal. Sağ Sahil 2	-9,85	-56,97
10	528 Gal Beton-Kaya K	-10,63	-58,56
11	Fırat Nehri Mansap	-10,38	-57,58
12	Göl Yüzeyi	-8,52	-50,85



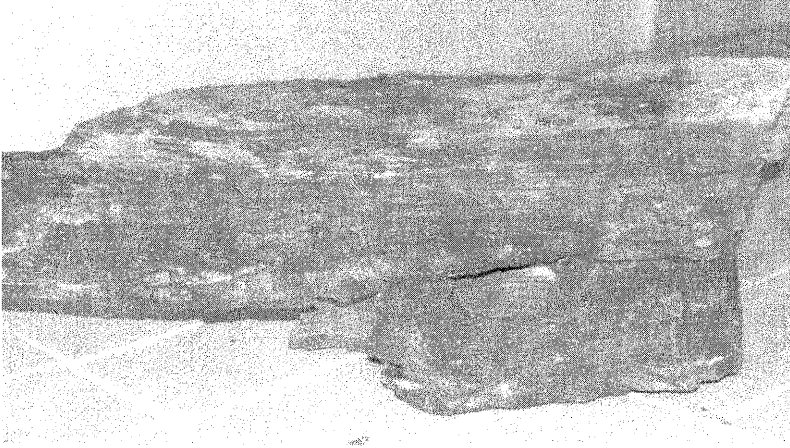
Şekil 4. Karakaya Barajı Sol Sahil Oyulma Bölgesi



Şekil 5. Ezilme Zonunun Yakından Görüntüsü. Bu Zonu Kesen Tabakalanma Yüzeyleri ve Diğer Eklem Yüzeyleri Bulunmaktadır.



Şekil 6. 4 No'lu Numunenin Şistozite Düzlemini Açılı Kesen Ayrışma Yüzeyi.



Şekil 7. 7 No'lu Numunenin Şistozite Düzlemini Dike Yakın Kesen Ayrışma Yüzeyi.

Tablo 3. Kaya Örnekleri Üzerinde Yapılan Su Muhtevası ve Dona Dayanıklılık Deney Sonuçları.

SU MUHTEVASI ⁽¹⁾ ve SUYA DAYANIKLILIK İNDEKSİ DENEY SONUÇLARI ⁽²⁾									
Numune No.	Su Sıcaklığı (°C)				W (%)	I _d		Suya Dayanıklılık Sınıflandırması ⁽³⁾	Deney Sonu Numune Tipi
	Deneyden Önce		Deneyden Sonra			1.Devre (%)	2.Devre (%)		
	1.D	2.D	1.D	2.D					
1	22,3	22,6	23,0	23,1	0,1	99,5	99,2	Aşırı Yüksek	Tip 1
2	22,3	22,6	23,0	23,1	0,2	99,5	99,2	Aşırı Yüksek	Tip 1
3	22,8	22,9	23,2	23,3	0,2	99,5	99,3	Aşırı Yüksek	Tip 1
4	22,7	22,8	23,1	23,3	0,2	99,1	98,5	Aşırı Yüksek	Tip 1
5	22,8	22,9	23,4	23,3	0,8	97,1	95,6	Aşırı Yüksek	Tip 1
6	22,9	22,8	23,4	23,3	0,6	98,5	97,8	Aşırı Yüksek	Tip 1
7	22,7	22,7	23,2	23,3	0,2	98,7	97,5	Aşırı Yüksek	Tip 1
8	22,9	22,8	23,4	23,3	0,1	99,6	99,3	Aşırı Yüksek	Tip 1

1. ⁽¹⁾ TS 8615/ 1990, ⁽²⁾ TS 8543/ 1990, ⁽³⁾ Franklin, J. A, 1972

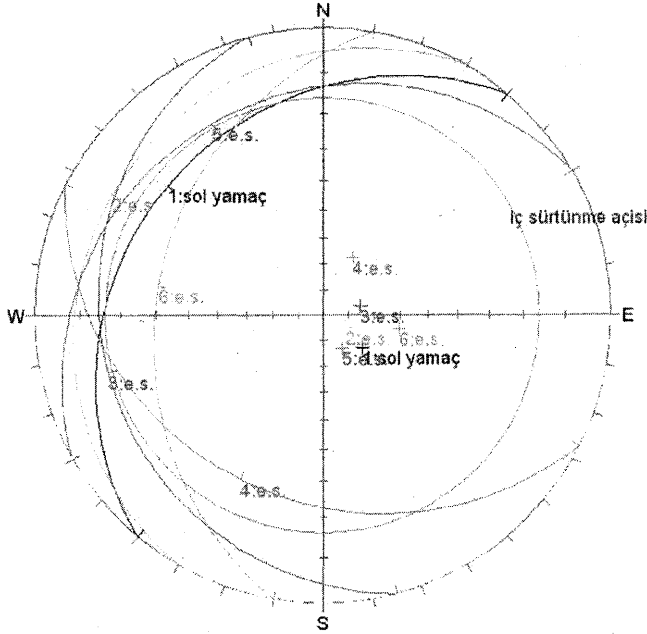
2. W: Numunenin Su Muhtevası, I_d: Suya Dayanıklılık İndeksi

3. Tip 1: Elek üstündeki parçalar hemen hemen hiç değişmeden kalmıştır.
Tip 2: Elek üstündeki parçalar büyük ve küçük parçalardan ibarettir.
Tip 3: Elek üstündeki parçalar küçük parçalardan ibarettir.

Tablo 4. Karakaya Baraj Yeri ve Civarından Alınan 8 Adet Kaya Örneği Üzerinde Yapılan Kuru Doygun Basınç Dayanımı Deney Sonuçları.

Numune No	Yön	D cm	L cm	A cm ²	Pk kgf	Fb Kg/cm ²	Fbo Kg/cm ²	Ortalama kg/cm ²
1	I	4,52	4,65	16,05	14900	928,6	930	930
2	I	4,58	6,54	16,47	18640	1131,4	1210	1210
3	I	4,53	4,85	16,12	16380	1016,3	1015	1015
4	I	5,42	9,41	23,07	23400	1014,2	1120	1155
		5,42	9,04	23,07	31450	1363,1	1495	
		5,40	6,94	22,90	17800	777,2	815	
		5,43	7,05	23,16	26200	1131,4	1190	
5	I	5,45	5,50	23,33	6900	295,8	295	295
6	I	5,47	7,51	23,50	7100	302,1	320	320
7	I	5,49	6,07	23,67	19050	804,7	820	920
	I	5,49	6,23	23,67	27300	1153,3	1185	
	I	5,49	6,26	23,67	17450	737,2	760	
8	I	5,50	7,73	23,76	24100	1014,4	1085	1065
	I	5,49	7,91	23,67	22900	967,4	1040	
Numune No	Yön	D cm	L cm	A cm ²	Pk kgf	Fb Kg/cm ²	Fbo Kg/cm ²	Ortalama kg/cm ²
1	I	4,51	4,53	15,98	12750	798,1	800	800
2	I	4,53	5,08	16,12	13100	812,8	815	815
3	I	-	-	-	-	-	-	-
4	I	5,41	9,23	22,99	24400	1061,5	1170	990
	I	5,41	8,38	22,99	18900	822,2	890	
	I	5,42	7,23	23,07	19700	853,8	905	
5	I	5,44	5,52	23,24	2450	105,4	105	105
6	I	5,46	5,53	23,41	3200	136,7	135	135
7	I	5,49	5,88	23,67	18100	764,6	775	835
	I	5,48	6,18	23,59	20500	869,2	890	
8	I	5,49	7,83	23,67	20100	849,1	910	975
	I	5,40	6,55	22,90	22300	973,7	1015	
(1) % DAYANIM AZALMASI								14,0
(2) % DAYANIM AZALMASI								32,6
(3) % DAYANIM AZALMASI								-
(4) % DAYANIM AZALMASI								14,3
(5) % DAYANIM AZALMASI								64,4
(6) % DAYANIM AZALMASI								57,8
(7) % DAYANIM AZALMASI								9,2
(8) % DAYANIM AZALMASI								8,5
D= Numunenin Çapı, L= Numunenin Uzunluğu, A= Numunenin Yük Uygulanan Alanı, Pk=Kuru Kırılma Yüğü, Fb= Deneyle Bulunan Basınç Dayanımı, Fbo=Eşdeğer Küp Basınç Dayanımı Fdb=Deneyle Bulunan Doygun Basınç Dayanımı								
Deneyler TS 699/1987 ye göre yapılmıştır.								

KARAKAYA BARAJI - Sol Yamaç Kinematik Analiz Sonuçları



Orientations	
ID	Trend / Plunge
1	130 / 70
2	120 / 80
3	075 / 75
4	027 / 65
5	150 / 75
6	100 / 60
3 m	000 / 90

Equal Angle
Lower Hemisphere
1 Poles
1 Entries

Şekil 8. Sol Yamaç Kinematik Analiz Sonuçları

KAYNAKLAR

- DSİ,2005. Karakaya Barajı Sol Sahil Mansap Oyulması ve Yamaç Duraylılığının İncelenmesi Deney Raporu. Ankara. (Yayınlanmamış)
- DSİ,2005. Karakaya Barajı Sol Sahil Mansap Oyulması ve Yamaç Duraylılığının İncelenmesi Anyon Katyon Analiz Deney Raporu. Ankara. (Yayınlanmamış)
- Electrowatt, 1975. Karakaya Dam and Hydroelectric Power Plant Design Report Volume 1. Zurich (Yayınlanmamış)
- KEJV,1997. Karakaya Dam and HEPP River Bedscouring remedial measures. Ankara (Yayınlanmamış).
- Sezer,U. & Türk, N. 1994. Karakaya Barajı Mansabı Sol Sahil İyileştirme Çalışmaları. Adana. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi 15. Yıl Sempozyumu. ISSN 1019-1011
- Ünal,B. & Aksu, T. & Ağan, C. 2005. Karakaya Barajı Mansabı Sol Sahildeki Oyulma Hakkında Jeolojik-Jeoteknik İnceleme Çalışmaları. Ankara (Yayınlanmamış)

Değişik kaya birimlerinin sismik hızlarının (p-dalga) belirlenmesi ve taşıma kapasitesi ile ilişkilendirilmesi

Determination of seismic velocities (P-Wave) of different rock units and relations with bearing capacity

Y. Gül & A. Ceylanoglu

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 58140 Sivas

ÖZET: Sismik yöntemler çeşitli kaya mühendisliği uygulamalarında başarılı bir şekilde kullanılabilir. Bu çalışmada, üç farklı açık işletmede (Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi, Divriği Demir Açık İşletmesi ve Kangal Kömür Açık İşletmesi) sismik hız (P-dalga) belirlenmiştir. Diğer yandan, aynı lokasyonlarda plaka yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Sismik ölçüm ve plaka yükleme test sonuçları değerlendirildikten sonra basit regresyon analizi yapılmıştır. Sismik hız ve taşıma kapasitesi arasında taşıma kapasitesi tahmininde kullanılabilir iyi korelasyonlu ilişkiler elde edilmiştir.

ABSTRACT: Seismic methods can be used successfully in various rock engineering applications. In this study, the seismic velocities (P-wave) at eight different locations in three open-pit mines (Sivas-Ulaş Open-Pit Celestite Mine, Divriği Open-Pit Iron Mine and Kangal Open-Pit Coal Mine) were determined. Meanwhile the plate loading tests were conducted at the same locations. After the evaluation of seismic measurements and plate loading tests results, simple regression analysis was made. Good correlations have been obtained between seismic velocity and bearing capacity, which can be used for the prediction of bearing capacity.

1 GİRİŞ

Bilindiği gibi kaya kütleleri sismik dalganın yayılım hızına bağlı olarak da karakterize edilebilmektedir. Farklı özellikler gösteren kaya ortamlarında sismik dalganın yayılım hızı da değişmektedir.

Mevcut kazılabilirlik ve ripirlenebilirlik sınıflama sistemlerinin çoğunda kullanılan sismik hız (V_p), bugüne kadar birçok araştırmacı tarafından kaya kalitesi ile ilişkilendirilmeye çalışılmıştır.

Geniş ve kapsamlı bir doktora tez projesi (Gül, 2006) kapsamında, Sivas civarında bulunan Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi, Divriği Demir Açık İşletmesi ve Kangal Kömür Açık İşletmesi'nde yeralan değişik kaya birimlerinin (Jips, manyetit, siyenit, serpantin, kireçtaşı, killi kireçtaşı) ve çalışma alanlarının (Yol (toprak), döküm sahası) bazı kaya kütle ve malzeme özelliklerinin

belirlenmesi amacıyla bir dizi arazi ve laboratuvar çalışması yapılmıştır. Arazi çalışması; jeoteknik gözlem ve ölçümleri, Schmidt çekici testini, nokta yükleme testini, plaka yükleme testini, sismik hız (P-dalga) ve yer sarsıntısı ölçümlerini ve kaya mekaniği laboratuvar deneyleri için çalışılan kayaçları temsil ve karakterize eden blok numuneler alınmasını içermiştir.

Plaka yükleme deneyleri sonucunda belirlenen taşıma kapasitesi ile işletmelere alınacak yada mevcut kazı-yükleme makinalarının zemine batma sorunlarının olup olmayacağı ve yine alınacak yada mevcut nakliye araçlarının yapılacak ve/veya yapılmış yollarda çalışıp çalışamayacağı ortaya konulabilmektedir.

Bu bildiride, sismik hız ile plaka yükleme deney sonuçları arasında ilişki geliştirmek amacıyla gerçekleştirilen basit regresyon analizi sonucunda elde edilen anlamlı ve oldukça yüksek korelasyonlu ilişkiler sunulmuştur.

2 ÇALIŞILAN İŞLETMELERİN TANITIMI

Planlanan arazi çalışmaları doğrultusunda çeşitli dönemlerde Barit Maden Türk A.Ş.'ne ait Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi, Erdemir Maden AŞ'ye ait Divriği Demir Açık İşletmesi ve Demir-Export AŞ'ye ait Kangal Kömür Açık İşletmesi olmak üzere üç farklı açık işletmede üretim çalışmalarını aksatmayacak şekilde, değişik kaya birimlerinin sismik hızlarının ve taşıma kapasitelerinin belirlenmesine yönelik kapsamlı bir arazi çalışması yapılmıştır. Bu bölümde arazi çalışmalarının gerçekleştirildiği bu işletmelerle ilgili genel bilgiler verilmiştir.

2.1 Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi

Barit Maden TAŞ tarafından açık ocak işletmeciliği ile üretim faaliyetleri sürdürülen Sivas-Ulaş Akkaya yöresi sölestit sahası, Sivas-Malatya karayolunun 27. km'sinin 3 km kuzeydoğusunda yer alan Akkaya köyü yakınındadır.

İşletmenin tuvanan cevher üretim kapasitesi ortalama 50000 ton/yıl, örtü kazı programı ise 150000 m³/yıl'dır. Örtükazı ve cevher üretimi 2003 yılından itibaren taşeron firma tarafından yapılmaktadır. Gerek cevherde, gerekse örtü tabakasında delme-patlama uygulanmaktadır. Yıllık ortalama çalışma süresi yaklaşık 5 aydır. Ocakta üretilen cevher (-60 cm), açık ocak sahasında bulunan primer kırıcıdan geçirildikten sonra (-5 cm), ocak sahasına 9 km uzaklıkta, Sivas - Malatya yolunun 21. kilometresindeki Taşlı Dere mevkiinde kurulan cevher zenginleştirme tesisine taşınmaktadır. Burada zenginleştirme işlemine tabii tutulduktan sonra, elde edilen konsantre ihraç edilmek üzere İskenderun'a gönderilmektedir.

Sölestit sahasındaki örtü tabakası esas itibariyle jips ve anhidrittir. 1999 yılına kadar sahadaki alçıtaşı dekapaj olarak çıkarılmakta iken saha içerisinde 1999 yılında faaliyete geçen alçı fabrikası için alçıtaşı hammadde olarak çıkarılmakta ve fabrikaya beslenmektedir. Primer kırıcıya beslenen cevher boyutu -60 cm'dir. Bu amaçla işletmede bulundurulmuş bir hidrolik çekik (hidrolik kırıcı), gerektiğinde atımlarda ortaya çıkan büyük blokların küçültülmesinde kullanılmaktadır.

2.2 Divriği Demir Açık İşletmesi

A ve B kafa diye adlandırılan ve Türkiye'nin bilinen en büyük demir yataklarından biri olan Divriği demir yatağı, Sivas iline bağlı ve Sivas'ın 184 km güneydoğusunda bulunan Divriği ilçesi sınırları içerisinde ve ilçe merkezine 15 km uzaklıktaki Sivri Tepe (Rakım: 1650 m)'nin güneyinde yer almaktadır.

1994 yılına kadar TDÇİ Divriği Madenleri Müessesesi Müdürlüğü'ne bağlı olan Divriği Demir Açık İşletmesi, 1994 - 2004 yılları arasında Divhan AŞ Genel Müdürlüğü bünyesinde üretim faaliyetlerini sürdürmüş, Mart 2004'ten itibaren özelleştirme ile Erdemir Maden A.Ş. ye devredilmiştir. Açık işletme, Divriği ve Cürek arasında yer almakta ve yaklaşık 50 yıldır A-kafa bölümünden manyetit, B-kafa bölümünden ise manyetit ve az miktarda da hematit üretimi yapılmaktadır. Örtü tabakasını oluşturan kaya birimlerinde (serpantin ve kalker) ve cevherde doğrudan kazı mümkün olmamakta ve basamak patlaması yapılmaktadır: Kazı - yükleme ve taşımada ekskavatör - kamyon yöntemi uygulanmakta ve ayrıca cevher kuyu ve galeri (band konveyör) nakliye sistemi ile pelet konsantrasyon tesisine beslenmektedir. İşletmeye ait iş makinelerinin gerek yetersizliği gerekse çok eski olması nedeni ile örtükazı işleminde müteahhitlere de iş verilmektedir.

2.3 Kangal Kömür Açık İşletmesi

Sivas-Kangal Termik Santrali'nin ihtiyacı olan kömürün ürettiği Kangal Kömür Açık İşletmesi, Kangal ilçesine 30 km mesafede bulunmaktadır. Ruhsatı Elektrik Üretim A.Ş.'ye ait olan bu sahanın işletmeciliği, 1989 yılından beri, uzun süreli bir anlaşma kapsamında Demir Export A.Ş. tarafından yapılmaktadır.

Halen üretimin sürdürüldüğü Kalburçayırı sektöründe kömür, herbiri 7 m kalınlığında iki damar halinde bulunmaktadır. Üst damar üzerindeki örtü kalınlığı 42 m, her iki damarın arasındaki ara örtü kalınlığı ise 20 m'dir. Termik santralin ihtiyacı olan yıllık 6 milyon ton kömür üretiminin yapılması için gereken üst ve ara örtü kazısı miktarı yılda yaklaşık 28 milyon m³'tür. Kangal kömür sahasında uygulanan işletme yönteminde, üst örtü kazısı ile her iki kömür damarının üretiminde, elektrikli ekskavatör-kamyon kombinasyonu; ara örtü kazısına ise, 70 yd³ kepçe kapasiteli dragline kullanılmaktadır. Etüd alanında 1450-1690 metreleri arasında değişen yükseklikler vardır. İşletme sahası

genellikle küçük engebeler içeren yüksek plato görünümünde olup, güney yöreleri kuzeye göre erozyonlar nedeniyle daha engebeli gözükmektedir. Sahayı kuzeyden güneye kateden dere kuzeyde Kazıklı, güneyde Balıkan ismini almaktadır. Yüksekliklerden doğan çok sayıda küçük dereler mevcuttur. Bunlar işletme koşullarını olumsuz yönde etkilemektedir.

3 ÖLÇÜM SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1 Jeoteknik Çalışma Sonuçları

Jeoteknik çalışmalar, çalışılan kaya birimlerinin bazı kütsel özelliklerinin belirlenmesine yönelik olarak yapılmıştır. Kaya kütle özellikleri olarak renk, ayrışma durumu, su durumu, tabakalanma kalınlığı, süreksizlik sistemleri (aralığı, konumu, durumu, açıklığı, sayısı, dolgu maddesi ve yüzey pürüzlülüğü) ve bunların özellikleri arazide yapılan gözlemler sonucunda kaydedilmiştir. Çizelge 1’de tüm birimlere ait jeoteknik tanımları toplu halde verilmiştir.

Çizelge 1. Çalışılan Birimlerin Jeoteknik Tanımları

Kaya Birimi	Jeoteknik Tanım
Toprak (Yol)	Tümüyle ayrılmış toprak.
Jips	Açık gri, eklem yüzeylerinde kahverengimsi, az derecede ayrılmış, aynaya dik olan 1. eklem seti: 60-70°, yatay olan 2. eklem seti: 15° eğimde, ortalama eklem aralığı: 4.4 m, az pürüzlü.
Manyetit	Siyahımsı gri, süreksizlik yüzeylerinde ve üst kısımlarda hafif oksitlenme, üst kısımlar az derecede ayrılmış, alt kısımlar taze, su durumu; kuru, süreksizlik aralığı 2-4 m, devamlılığı 0.6-1 m, 3 eklem seti (K25°B, K15°B, K10°B), düz-basamaklı pürüzlü.
Siyenit	Gri siyah benekli, süreksizlik yüzeylerinde sarımsı, ayrışma durumu; taze, su durumu; kuru, iki adet eklem takımı, K20°B ve K40°B yönünde, oldukça kırıklı ve çatlaklı, süreksizlik aralığı 0.3-0.5 m, devamlılığı 0.2-1 m, süreksizlik açıklığı 1-3 mm, sert dolgu, düz-düzlemsel pürüzlü.
Serpantin	Yeşilimsi gri, az derecede ayrılmış, kuru, süreksizlik aralığı 1.5 - 2.5 m, devamlılığı 0.5-1.5 m, düz-basamaklı pürüzlü.
Kireçtaşı	Açık gri, süreksizlik yüzeylerinde ve yer yer kahverengimsi, az derecede ayrılmış, su durumu; kuru, oldukça kırıklı ve çatlaklı, süreksizlik aralığı 0.5-1.5 m, devamlılığı 1-1.5 m, süreksizlik açıklığı 2-20 mm, dolgu yok, dalgalı pürüzlü.
Killi Kireçtaşı	Krem, yer yer açık kahverengimsi, orta derecede ayrılmış, nemli, süreksizlik aralığı 0.3-1.5 m, devamlılığı 0.3-0.8 m, süreksizlik açıklığı 1-2 mm, dolgu yok, dalgalı pürüzlü.
Döküm Sahası	

3.2 Sismik Hız Ölçüm Sonuçları

Kaya birimleri üzerinde iki farklı profil (Profil A-B ve Profil C-D) boyunca Cumhuriyet Üniversitesi Jeofizik Mühendisliği Bölümü’ne ait 12 kanallı Geometrics firması tarafından üretilen SmartSeis

sismograf kullanılarak sismik hız (P-dalga) belirleme ölçümleri yapılmıştır. Ölçümlerde kullanılan SmartSeis sismografin bazı teknik özellikleri Çizelge 2’de verilmektedir.

Söz konusu profiller (Profil A-B ve Profil C-D) boyunca, kaya biriminin yer aldığı basamak

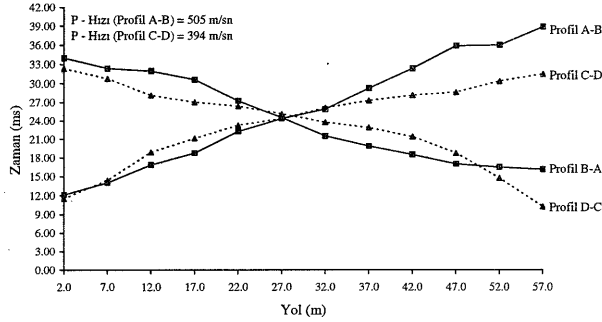
geometrisinin izin verdiği ölçüde 1 - 5 m aralıklarla jeofonlar (12 adet) yerleştirilmiş ve 8 kg balyoz kullanılarak sağlanan sismik dalganın jeofonlara ilk ulaşım süreleri sismografla kaydedilmiştir. Bu şekilde her bir profilin gidiş ve dönüş yönleri için varış süresi ve mesafeden oluşan veri çiftleri elde edilmiştir.

Bu veri çiftleri kullanılarak her bir kaya birimi için ayrı ayrı yol-zaman (x-t) grafikleri çizilerek

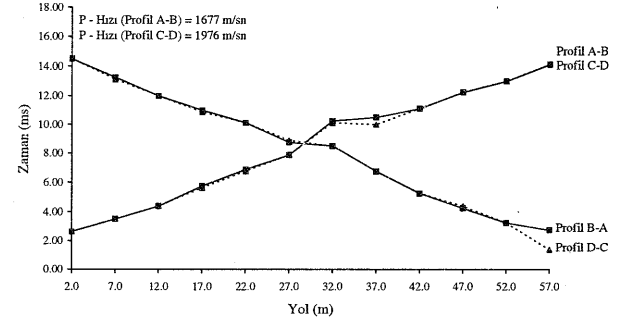
her bir profilin sismik hızı belirlenmiştir. Çalışılan birimler (Toprak (Yol), jips, manyetit, siyenit, serpantin, kireçtaşı, killi kireçtaşı ve döküm sahası) için yol-zaman (x-t) grafikleri sırasıyla Şekil 1 - 8'de verilmiştir. Her bir kaya birimi için, Profil A-B ve Profil C-D'den bulunan sismik hızların ortalaması alınarak ortalama sismik hız değerleri hesaplanmış ve Çizelge 3'de sunulmuştur.

Çizelge 2. Sismografin (Geometrics SmartSeis SE) Bazı Teknik Özellikleri (Geometrics, 2000)

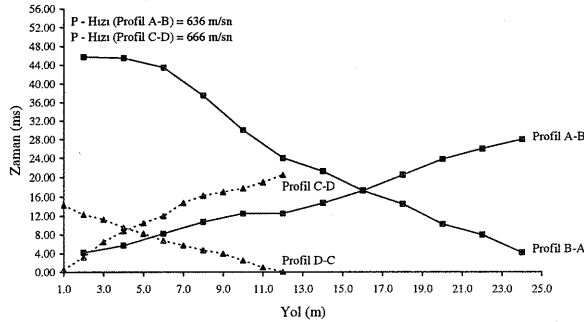
Kanal sayısı	12
Örnekleme aralığı	31, 64, 125, 250, 500, 1000 ve 2000 μ s
Kayıt uzunluğu	Kanal başına 16000 örnek
A/D çevirici	20-bit sonuç, 32-bit istifleme
Amplifikatör ayarı	Otomatik
Veri Filtreleme ve Gürültü Önleme	
Yüksek filtreleme	250, 500 ve 1000 Hz.
Düşük filtreleme	25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280 ve 400 Hz
Saat	Dokümantasyon için gerçek zaman.
Jeofon	Standart: 14 Hz Düşey, Opsiyon : 30, 50 veya 100 Hz
Jeofon test	Otomatik
Vuruş ekleme (stacking)	1x – 12x veya program tarafından kabul edilebilir S/N oranına kadar
Gecikme	0-9999 ms (1 ms aralıklarla)
Ekran	LCD 640x480 Piksel, 11 inch
Arabirimler (Interfaces)	RS232, video, klavye ve yazıcı
Güç kaynağı	12V harici batarya
Sismik enerji	Balyoz, ağırlık düşürme yada patlayıcı
Çalışma sıcaklığı	- 5 + 40 °C
Veri depolama	Disket sürücü ve 40 MByte sabit disk
Veri formatı	SEG-2 standart
Yazıcı özellikleri	11 cm'lik termal yazıcı
Veri sunum özellikleri (Kırınım incelemeleri)	• Yol – zaman eğrisi • Tabaka tanımlama • Düşey kesit • Derinliklerin listesi ve tabaka kalınlıkları • Hatalı olabilecek verilerin gösterilmesi
Standart sistem parçaları	12 kanallı sismograf, 12 jeofon (14 Hz) ve kabloları, harici batarya, 8 kg'lık balyoz, polyester vuruş plakası (h=5 cm, ϕ =30 cm), bilgisayar ve yazıcı bağlantı kablosu.



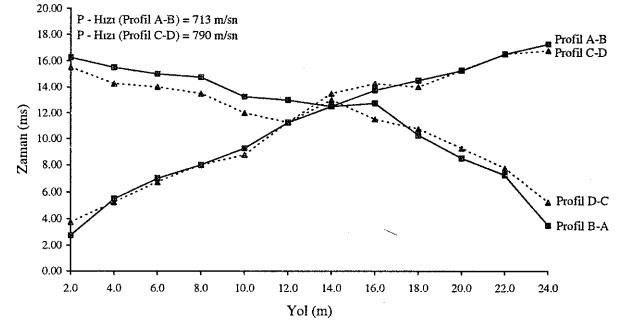
Şekil 1. Sismik hız (Toprak, Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi)



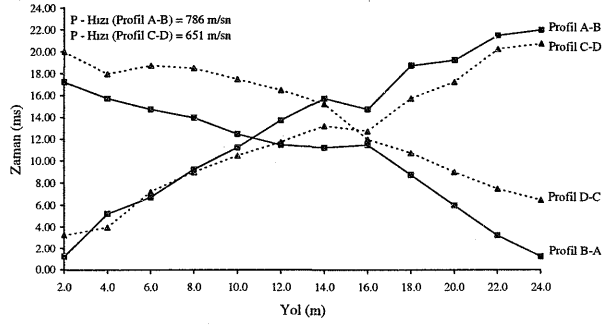
Şekil 2. Sismik hız (Jips, Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi)



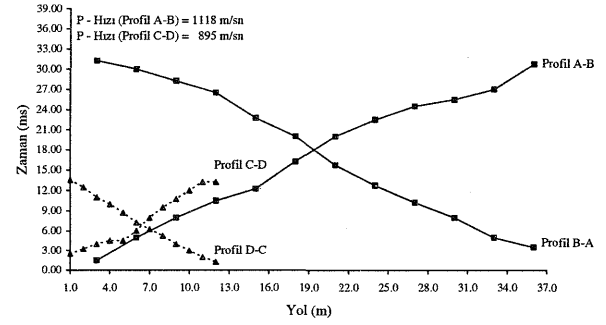
Şekil 3. Sismik hız (Manyetit, Divriği Demir Açık İşletmesi)



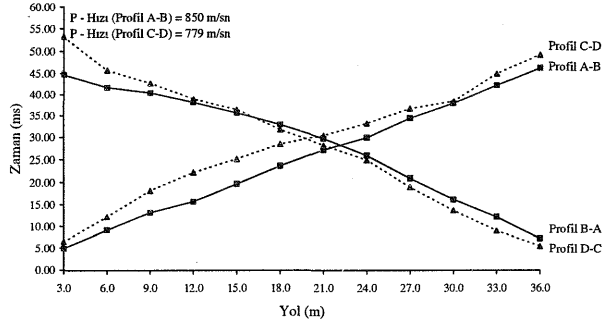
Şekil 4. Sismik hız (Siyenit, Divriği Demir Açık İşletmesi)



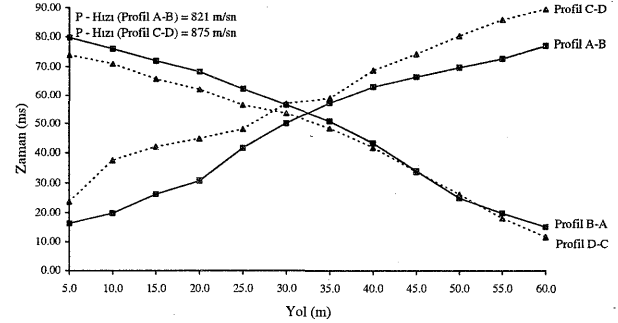
Şekil 5. Sismik hız (Serpantin, Divriği Demir Açık İşletmesi)



Şekil 6. Sismik hız (Kireçtaşı, Kangal Kömür Açık İşletmesi)



Şekil 7. Sismik hız (Killi Kireçtaşı, Kangal Kömür Açık İşletmesi)



Şekil 8. Sismik hız (Döküm Sahası, Kangal Kömür Açık İşletmesi)

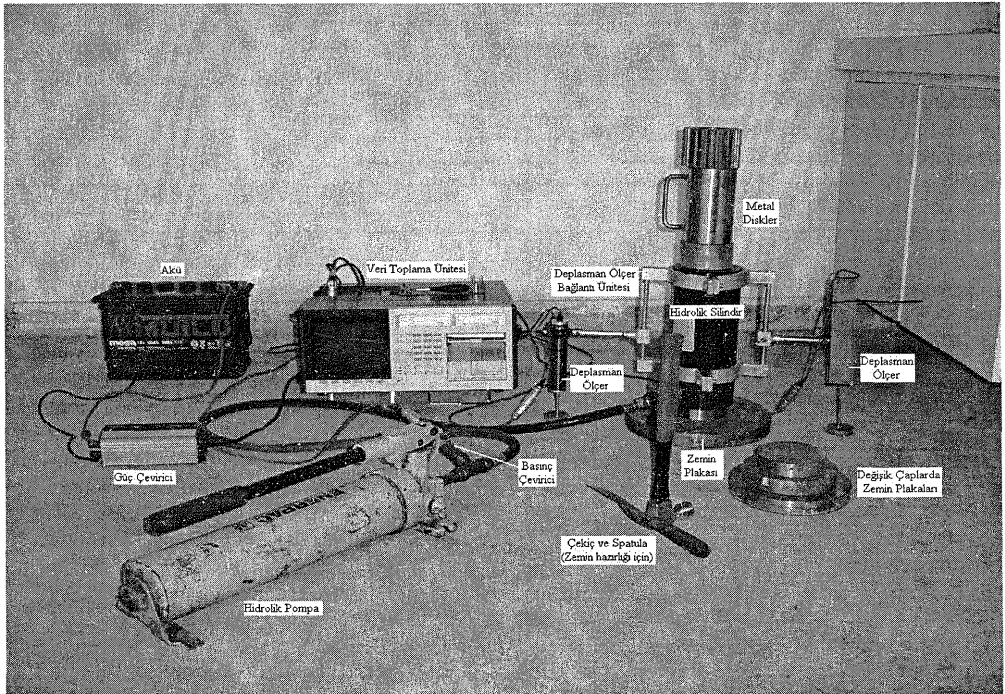
Çizelge 3. Çalışılan Birimlerin Sismik Hızları

Kaya Birimi	Profil	P - Hızı (m/sn)	Ortalama Sismik Hız (m/sn)
Toprak (Yol)	Profil A-B	505	450
	Profil C-D	394	
Jips	Profil A-B	1677	1826
	Profil C-D	1976	
Manyetit	Profil A-B	636	651
	Profil C-D	666	
Siyenit	Profil A-B	713	752
	Profil C-D	790	
Serpantin	Profil A-B	786	718
	Profil C-D	651	
Kireçtaşı	Profil A-B	1118	1006
	Profil C-D	895	
Killi Kireçtaşı	Profil A-B	850	814
	Profil C-D	779	
Döküm Sahası	Profil A-B	821	848
	Profil C-D	875	

3.3 Plaka Yükleme Deney Sonuçları

Kaya birimlerinin taşıma kapasitelerini belirlemek amacıyla kontrollü plaka yükleme deney düzeneği kullanılarak (Şekil 9) plaka yükleme deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Plaka yükleme deneyleri, sismik hız ölçümlerinin yapıldığı lokasyonlarda basamak aynasına dik ve paralel iki değişik yönde oluşturulan hat boyunca 2'şer metre aralıklarla ve değişik çaplarda plakalar kullanılarak yapılmıştır. Her bir kaya birimi için dört değişik plaka çapında (10.95 cm, 14.78 cm, 19.68 cm ve 28.18 cm) ve her plaka çapında üç deney olmak üzere toplam 12 adet plaka yükleme deneyi gerçekleştirilmiştir. Her birimde 12 adet olmak üzere tüm birimler bazında toplam 96 adet (8 birim*12) plaka yükleme deneyi yapılmıştır. Plaka yükleme deney sonuçları kullanılarak, dört değişik plaka çapı için çalışılan tüm birimlerin gerilme-deplasman eğrileri çizilmiş ve yükün sabit kaldığı halde deformasyonun devam ettiği (eğrinin eğiminin düşmesi) nihai dayanım değerleri taşıma kapasitesi olarak kabul edilmiştir. Her bir kaya birimi için her plaka çapında üç adet olmak üzere toplam 12 adet taşıma kapasitesi değeri belirlenmiş ve bu değerlerin ortalaması alınarak her bir kaya biriminin ortalama taşıma kapasitesi değeri bulunmuştur (Çizelge 4).



Şekil 9. Plaka yükleme deney düzeneği (Ceylanoğlu & Gül, 2004 ; Gül, 2006)

Çizelge 4. Plaka Yükleme Deney Sonuçları

İşletme	Kaya Birimi	Plaka Çapı (cm)	Taşıma Kapasitesi (kg/cm ²)	Taşıma Kapasitesi* (kg/cm ²)	Ortalama Taşıma Kapasitesi (kg/cm ²)
Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi	Toprak (Yol)	10.95	39.66	46.60	34.89 ± 12.49 (15.10 – 60.30)
			60.30		
			39.83		
		14.78	29.33	43.83	
			48.05		
			54.12		
		19.68	21.04	28.92	
			35.26		
			30.46		
		28.18	15.10	20.22	
			21.93		
			23.62		
Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi	Jips	10.95	123.27	107.51	63.01 ± 36.91 (23.53 – 149.15)
			50.12		
			149.15		
		14.78	76.77	77.11	
			67.32		
			87.23		
		19.68	36.59	43.50	
			45.38		
			48.54		
		28.18	23.53	23.92	
			24.15		
			24.07		
Divriği Demir Açık İşletmesi	Manyetit	10.95	54.16	94.33	110.49 ± 39.61 (54.16 – 184.48)
			133.64		
			95.18		
		14.78	107.4	158.64	
			184.03		
			184.48		
		19.68	95.61	122.94	
			131.64		
			141.56		
		28.18	62.96	66.07	
			67.29		
			67.95		
Divriği Demir Açık İşletmesi	Siyenit	10.95	164.01	154.80	115.92 ± 47.82 (53.62 – 224.13)
			224.13		
			76.27		
		14.78	143.98	156.87	
			183.52		
			143.12		
		19.68	111.95	91.55	
			89.08		
			73.62		
		28.18	65.70	60.44	
			53.62		
			62.00		
Divriği Demir Açık İşletmesi	Serpantin	10.95	95.18	133.48	97.71 ± 33.54 (44.03 – 202.29)
			202.29		
			102.98		
		14.78	93.05	103.06	
			149.87		
			66.25		
		19.68	96.49	101.86	
			108.98		
			100.1		
		28.18	44.03	52.44	
			60.79		
			52.49		

Çizelge 4. Devamı

Kangal Kömür Açık İşletmesi	Kireçtaşı	10.95	136.02	185.97	148.46 ± 62.66 (68.36 – 302.67)
			302.67		
			119.23		
		14.78	237.28	209.15	
			246.8		
			143.37		
		19.68	146.1	129.91	
			140.36		
			103.26		
		28.18	68.36	68.82	
			68.51		
			69.59		
Kangal Kömür Açık İşletmesi	Killi Kireçtaşı	10.95	127.03	170.72	119.48 ± 45.27 (64.05 – 201.92)
			183.2		
			201.92		
		14.78	167.25	137.60	
			136.07		
			109.47		
		19.68	91.27	104.65	
			120.45		
			102.23		
		28.18	65.2	64.95	
			64.05		
			65.6		
Kangal Kömür Açık İşletmesi	Döküm Sahası	10.95	183.93	197.60	130.71 ± 49.40 (66.38 – 207.40)
			201.46		
			207.4		
		14.78	142.85	139.33	
			126.45		
			148.7		
		19.68	106.54	118.21	
			119.45		
			128.63		
		28.18	66.38	67.68	
			68.29		
			68.38		

* Aynı plaka çapında belirlenen üç değerın ortalamasıdır.

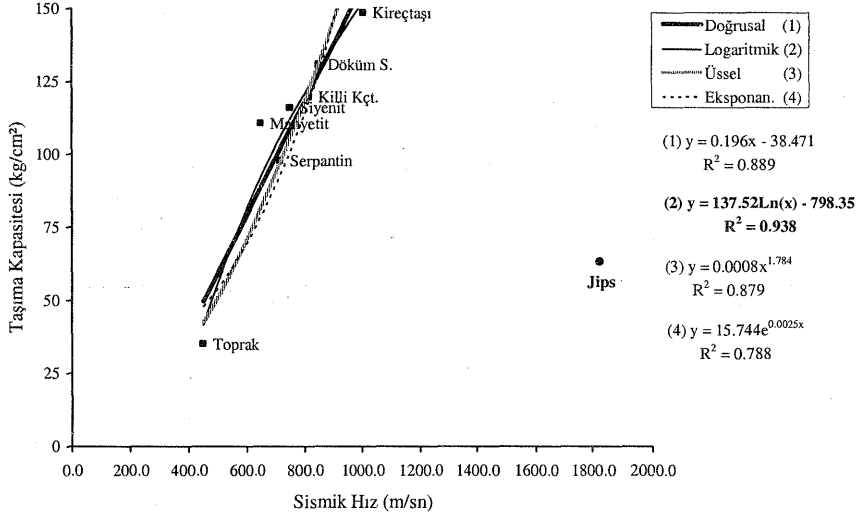
3.4 Regresyon Analizi Sonuçları

Çizelge 3’de verilen kaya birimlerinin sismik hız değerleri ile Çizelge 4’de verilen taşıma kapasitesi değerleri arasında ilişki geliştirmek amacı ile Microsoft Excel programı kullanılarak basit regresyon (doğrusal, logaritmik, üssel ve eksponansiyel fonksiyon yaklaşımları) analizleri yapılmıştır. Bu regresyon analizleri sonucunda sismik hız ile taşıma kapasitesi arasında anlamlı ve oldukça yüksek korelasyonlu ilişkiler elde edilmiştir (Çizelge 5, Şekil 10). En yüksek korelasyonlu ilişki logaritmik fonksiyon yaklaşımından elde edilmiştir. Şekil 10’da görüldüğü gibi, Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi’nde yeralan jips kaya biriminin sismik hız değerinin diğerlerine göre çok yüksek olması (Çizelge 3) ve ilişkiyi olumsuz yönde etkilemesi nedeniyle regresyon analizi dışında bırakılmıştır. Jips kaya biriminin taşıma kapasitesi düşük olduğu

halde sismik hızı oldukça yüksektir. Bu durumun jips kaya biriminin ince taneli ve sünek bir yapıya sahip olmasından ve süreksizlik aralığının (Ortalama 4.4 m) diğer birimlere göre daha yüksek ve daha masif olmasından kaynaklandığı söylenebilir.

Çizelge 5. Sismik Hız ve Taşıma Kapasitesi Arasındaki İlişkiler

Eşitlik Y: Taşıma Kapasitesi, kg/cm ² X: Sismik Hız, m/sn	Korelasyon Katsayısı (R ²)	Fonksiyon Türü
Y = 0.196X - 38.471	0.889	Doğrusal
Y = 137.52*ln(X) - 798.35	0.938	Logaritmik
Y = 0.0008X ^{1.784}	0.879	Üssel
Y = 15.744e ^{0.0025X}	0.788	Eksponansiyel



Şekil 10. Sismik hız ve taşıma kapasitesi arasındaki ilişkiler

4 SONUÇ

Sivas yöresinde bulunan üç farklı işletmede (Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi, Divriği Demir Açık İşletmesi ve Kangal Kömür Açık İşletmesi) yer alan sekiz değişik lokasyonda sismik ölçümler yapılmış ve çalışılan birimlerin (Yol (toprak), Jips, manyetit, siyemit, serpantin, kireçtaşı, killi kireçtaşı ve döküm sahası) sismik hızları (P-dalga) belirlenmiştir (Çizelge 3). Diğer yandan, aynı lokasyonlarda yapılan plaka yükleme deneyleri sonucunda taşıma kapasitesi değerleri bulunmuştur (Çizelge 4). Sismik hız ve taşıma kapasitesi değerleri arasında oldukça yüksek korelasyon katsayılı ilişkiler elde edilmiştir (Şekil 10). Bu ilişkilerde, en yüksek korelasyon katsayısı aşağıda verilen logaritmik fonksiyon yaklaşımında bulunmuştur.

$$Y = 137.52 \cdot \ln(x) - 798.35 \quad (R^2 = 0.938)$$

Y: Taşıma kapasitesi, kg/cm²

x: Sismik hız, m/sn

Taşıma kapasitesinin sismik hız kullanılarak tahmin edilebileceği bu ilişkinin, değişik birimlerde yapılacak ölçümlerle geliştirilmesinde büyük yarar görülmektedir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmaya maddi destek sağlayan Cumhuriyet Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Başkanlığı'na ve ocak çalışmaları sırasındaki ilgi ve yardımlarından dolayı Sivas-Ulaş Sölestit Açık İşletmesi, Divriği Demir Açık İşletmesi ve Kangal Kömür Açık İşletmesi Yetkililerine teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Ceylanoglu A. & Gül Y. 2004. *Plaka Yükleme Deney Düzeninin Oluşturulması ve Denenmesi Çalışmaları*, 7. Bölgesel Kaya Mekanik Sempozyumu, Cumhuriyet Üniversitesi, s. 247-251, Sivas.
- Geometrics Inc. 2000. *SmartSeis Operating Manual*, 126 p., USA.
- Gül Y. 2006. *Bazı Açık İşletmelerdeki Değişik Kaya Birimlerinin Taşıma Kapasitelerinin Araştırılması ve Kayaç Özellikleri ile İlişkilendirilmesi*, Doktora Tezi, Cumhuriyet Üniversitesi, 209 s., Sivas.

Korkuthan taşocağında yapılan patlatmalı kazı çalışmalarının çevresel açıdan değerlendirilmesi

An environmental evaluation of blasting activities at Korkuthan quarry

B. Erçikdi, F. Cihangir & A. Kesimal

Karadeniz Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 61080, Trabzon

ÖZET: Karadeniz Sahil Yolu Projesi kapsamında bölgede çok sayıda tünel, deniz tahkimatı ve dolgu, limanlar, altyapı ve üstyapı çalışmalarının devam etmesi ve gerekse inşaat sektöründeki hareketlilik beraberinde bölgede gerçekleştirilen patlatmalı kazı çalışmalarının artmasına yol açmıştır. Ancak, patlatmaların kontrolsüz bir şekilde yapılması sonucunda sarsıntı, taş fırlaması, gürültü, toz oluşumu ve heyelan gibi birçok çevresel problemin ortaya çıkmasına neden olmaktadır.

Bu çalışmada, Beşikdüzü-Çarşıbaşı sahil yolu geçiş inşaatı için gerekli deniz dolgu ve tahkimat taşının temin edilmesi amacıyla Korkuthan taşocağında yapılan patlatmaların çevresel etkileri değerlendirilmeye çalışılmıştır. Bu kapsamda, taş ocağında faaliyet gösteren 3 adet firmanın gerçekleştirdiği toplam 22 atıma eşlik edilerek 4 farklı istasyonda titreşim ölçümleri alınmış ve açığa çıkan titreşimlerin yaklaşık 1,5 km mesafedeki muhtemel heyelan oluşma riskine etkisi değerlendirilmiştir. Elde edilen titreşim kayıtlarının incelenmesi sonucunda, kaydedilen en yüksek parçacık hızının 1.22 mm/sn olduğu ve galeri patlatmasından açığa çıkan sarsıntı parametreleri değerlerinin basamak patlatmalarından açığa çıkan değerlere göre daha yüksek olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca yapılan değerlendirmeler sonucunda, taş ocağında faaliyet gösteren firmalar için çevresel açıdan daha emniyetli olabilecek ve patlatma kaynaklı heyelan riskini minimum seviyeye düşürecek bir patlatma tasarımı oluşturulmuştur.

ABSTRACT: The Black Sea Coastal Highway Project involving tunnel construction, filling of sea with riprap material, harbours, superstructure and lowerstructure works has resulted in an increase in blasting activities in the region. However, uncontrolled blasting activities could produce environmental problems such as ground vibration, fly rock, noise, dust and landslide in surrounding area.

In this study, the potential environmental impact of blasting operations in Korkuthan limestone quarry located between Beşikdüzü-Çarşıbaşı was evaluated. Within the scope of the study, the effect of ground vibrations produced from both bench blasting and coyote blasting on landslide occurrence at 1.5 km distance away were estimated by measuring 22 ground vibration components at four different locations. From the evaluation of the data obtained, the peak particle velocity were found to be 1.22 mm/sec and higher vibration components were obtained from the coyote blasting when compared with bench blasting. A new blast design was developed to minimize blast-induced landslide risks and to provide more secure in the surrounding area.

1 GİRİŞ

Madencilik, tünelcilik, baraj, otoyol, inşaat vb. sektörlerde kazıcı ekipmanlarla mekanik olarak

kazılamayacak derecede sert olan ya da ön gevşetme gerektiren bazı formasyonlarda kazı işlemleri için patlayıcı madde kullanımı tercih

edilmektedir. Ancak aşırı miktarda patlayıcının kontrolsüz olarak patlatılması, hem ocakta çalışan işçi ve ekipmanlar ve hem de çevrede bulunan kişi ve yapılar için güvenlik açısından olumsuz bir durum oluşturmaktadır. Patlatmadan kaynaklanan en önemli çevresel problemler; yer sarsıntısı, hava şoku, toz oluşumu, gürültü, kaya fırlaması, heyelan ve oluşan gazlardır (Aldaş ve Bilgin, 2004; Esen&Bilgin 2001; Bilgin vd., 2000; Kahrıman vd., 2002, 2006).

Bir patlatma işleminin başarısı, istenilen miktar ve boyuttaki malzemenin en düşük maliyetle üretilmesi ve çevresel problemlerin minimum olması ile ölçülmektedir. Özellikle ülkemizdeki düzensiz yapılaşma nedeniyle yerleşim birimlerine çok yakın ve hatta iç içe olan taş ocağı vb. yerlerde yapılan kontrolsüz patlatmalardan açığa çıkan sarsıntı değerlerinin limit değerlerinin üstünde olması hem çevredeki yapılarda hasarların oluşmasına ve hem de haklı ve haksız şikayetlerin ortaya çıkmasına neden olmaktadır (Kuzu ve Ergin, 2005; Kahrıman, 2004; Cihangir vd., 2005; Ceylanoglu ve Arpaz, 2001). Bu tür şikayetlerin ve yapısal hasarların oluşumuna yol açan titreşim değerlerinin büyüklüğü; gecikme başına kullanılan patlayıcı miktarı, dalgaların yayıldığı jeolojik ortam ve patlatma noktası ile ölçüm istasyonu arasındaki mesafe ile doğrudan orantılıdır.

Patlatmadan kaynaklı titreşimlerin yüksek seviyede olması, özellikle bünyesinde bol miktarda kil içeren ve su ile teması halinde dayanım parametreleri oldukça azalan formasyonlarda şev kaymalarını hızlandırmakta ve stabilitenin azalmasına yol açmaktadır (Onur vd., 2000; Glass ve Charles, 2001). Aynı zamanda coğrafi yapısından dolayı eğimin yüksek ve yağış miktarının fazla olduğu bölgelerde kayaların, uflanmış taşların, topraktan oluşmuş tabaka vb. kütlelerin, yerçekiminin etkisi altında yerlerinden kopup yamaç eğimi doğrultusunda hareket ederek şekil ve yer değiştirmesine neden olmaktadır. Patlatmanın yanı sıra heyelan oluşumuna neden olan diğer bazı önemli etkenler; boşluk suyu basıncının artması, gerilme çatlaklarına su dolması ve yamaç topuğundan malzeme alınmasıdır (Kogure vd., 2006; Kim vd., 2004; Ulusay vd., 2001). Bununla birlikte, patlatmaların heyelan oluşumuna ne derecede etki ettiği konusunda literatürde herhangi bir kriter bulunmamaktadır.

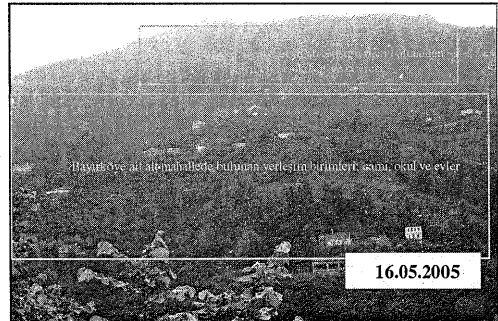
Bu çalışmada, Karadeniz Sahil Yolu Projesi kapsamında Espiye-Çarşıbaşı (Giresun geçişi dahil) sahil yolu inşaatı için, Beşikdüzü-Çarşıbaşı kesiminde dolgu ve tahkimat taşı temin edilen Korkuthan taşocağında yapılan patlatmalı kazı

çalışmalarından dolayı, etkilendiğinden bahsedilen Beşikdüzü ilçesi sınırlarında bulunan Bayırköy Beşikdağ bölgesinde toprak hareketine neden olabilecek herhangi bir titreşim seviyesinin oluşup oluşmadığı belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, Korkuthan taşocağında faaliyet göstermekte olan 3 adet firmanın yapmış olduğu 18 adet atıma eşlik edilerek (herhangi bir müdahalede bulunulmadan) heyelan riski bulunan bölgedeki farklı istasyon noktalarında titreşim ölçümleri yapılmıştır. Ayrıca, heyelan oluşma riski olduğu söylenen bölgeye titreşimin gelmemesi için taş ocağında faaliyet gösteren firmalar için çevresel açıdan daha emniyetli olabilecek ve patlatma kaynaklı heyelan riskini minimum seviyeye düşürecek bir patlatma tasarımı oluşturulmuştur. Oluşturulan tasarımın etkisini değerlendirmek amacıyla 4 adet deneme atımı gerçekleştirilmiş olup bu atımlar için de titreşim ölçümü alınmıştır. Bölgedeki arazi eğiminin yüksek olması ve yağış miktarının fazla olmasından dolayı patlatmadan açığa çıkan sarsıntının heyelan oluşumuna etki yapmaması için maksimum parçacık hızı değerinin sıfır olması gerektiği belirlenmiştir.

2 ÇALIŞMA SAHASI VE ÖZELLİKLERİ

2.1 İklim, coğrafya ve jeoloji

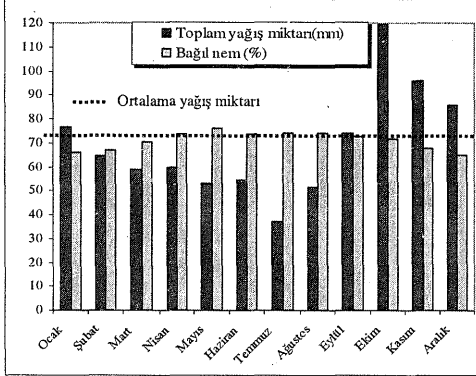
Beşikdüzü ilçesi Trabzon iline 48 km mesafede, Korkuthan taşocağı ise Beşikdüzü ilçesine 6 km uzaklıktadır. Ocakta yapılan patlatmaların açığa çıkardığı sarsıntılardan etkilendiği belirtilen Bayırköy/Beşikdağ bölgesine (Şekil 1) olan mesafe yaklaşık 1125-1625 m'dir.



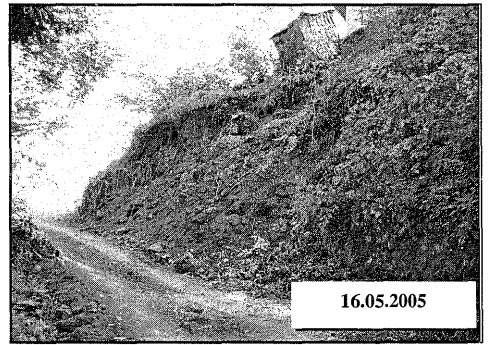
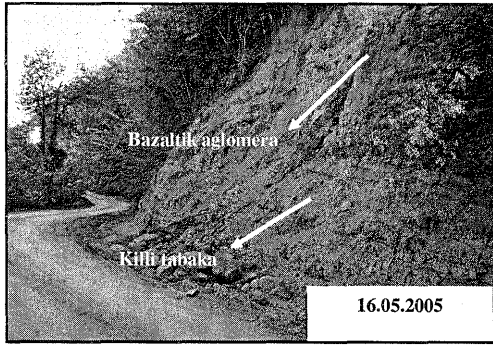
Şekil 1. Bayırköy Beşikdağı bölgesi ve alt kısmında kalan Bayırköy'e ait yerleşim birimleri

Bölge genel olarak Üst Kretase yaşlı, andezitik ve bazaltik lavlardan, tuf ve aglomeradan oluşan kalın bir istifte temsil edilmektedir. Eosen dönemi

ise değişen kalınlıkta kil, marn ve kireçtaşı, tuf, aglomera ve lavlardan oluşmaktadır. Merccekler halindeki kireçtaşları genellikle dolomitiktir. Pliyosen'in karasal oluşumları ise, sahil boyunca alüvyon çökelleri halinde bulunmaktadır (Erçikdi 2004). Bölgenin yıllık yağış ortalaması yaklaşık 900 mm civarında ve nispi nem kış aylarında %65-70, bahar ve yaz aylarında %70-80 arasında değişmektedir (Şekil 2) (MBM, 2005).



Şekil 2. 1975-2005 yılları arasında Trabzon iline ait aylık ortalama yağış miktarı (mm) ve bağıl nem yüzdesi (%).



Şekil 3. Üst mahalleye giden yolda kaya düşmesi ve stabilitesini kaybeden toprağın kayması

3.2. Titreşim ölçümleri

Çalışma kapsamında, Korkuthan taşocağında yapılan 18 adet patlatmalı kazı sonucu açığa çıkan titreşimlerin yaklaşık 1125-1625 m mesafedeki heyelan bölgesine olan etkisini belirlemek amacıyla aletsel bazda dört farklı istasyon belirlenmiş ve yapılan atımların sadece 8 adedinin titreşim ölçümü alet tarafından kaydedilmiş, diğer atımların titreşimi cihaza ulaşmamıştır (Kesimal

Patlatmalardan etkilendiği belirtilen Bayırköy-Beşikdağı bölgesinde yerinde yapılan incelemelerde bölgede birtakım kısmi kopmaların meydana geldiği görülmüştür (Şekil 3). Bu kopmaların bazaltik-aglomera tabakasının altında bulunan kil tabakasının aşırı yağışların da etkisiyle su ile teması sonucunda doygun hale gelerek kaygan bir özellik kazanmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.

3 YAPILAN ÇALIŞMALAR VE ÖLÇÜM SONUÇLARI

3.1 Korkuthan taşocağında mevcut durumun değerlendirilmesi

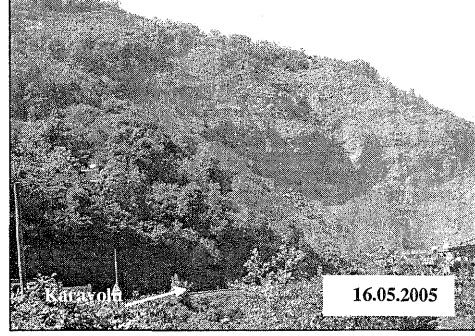
Korkuthan taşocağının farklı bölgelerinde 3 firma (A, B, C) patlatmalı kazı ile üretim faaliyetlerini sürdürmektedir. İlk iki firma (Şekil 4) düşey delikli basamak patlatması, diğer firma ise galeri patlatması ile üretim yapmaktadır. Üretim faaliyetlerinin tamamı bölgede ulaşımı sağlayan karayolunun hemen kenarında gerçekleştirildiğinden, hem patlatma sonrasında ve hem de çalışma esnasında taşocağında karayoluna düşen taşlar yoldan geçen normal araçlar için büyük tehlike oluşturmaktadır.

vd., 2005). 18 adet atım için patlatma tasarımında herhangi bir müdahalede bulunulmamış, ocakta var olan haliyle ölçümlere eşlik edilmiştir. Ateşleme sisteminde uygun gecikme aralıkları belirlenerek gecikme başına düşen patlayıcı miktarı düşürülmüş ve bu şekilde yapılan 4 adet patlatmadan herhangi bir titreşim kaydı elde edilememiştir. Çizelge 1'de titreşim ölçümlerinde kaydedilen sarsıntı parametreleri (enine, boyuna, düşey ve maksimum

parçacık hızı, ivme, frekans, hava şoku) görülmektedir.

Atım sonuçlarından elde edilen kayıtlar incelendiğinde, en düşük titreşim değerinin 0.048

mm/sn, en yüksek 1.22 mm/sn olduğu görülmektedir. Bu değerler uluslararası standartlarda (USBM, DIN 4150) belirtilen limit değerlerin oldukça altındadır.



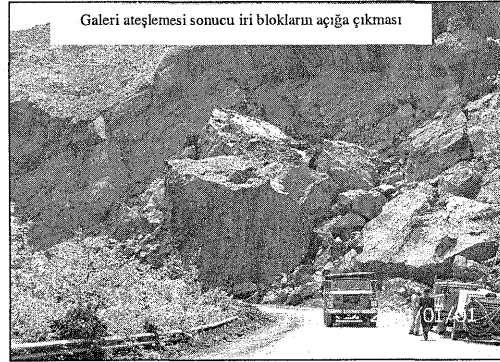
Şekil 4. Korkuthan taşocağında düşey basamak patlatmasının uygulandığı çalışma sahaları

Düşey delik metodunun uygulandığı yerlerde basamak yüksekliği topoğrafik koşullara bağlı olarak 10-30 m aralığında, delik boyları ise 6-18 m arasında değişmektedir. Patlatma sonucu açığa çıkan malzeme ekskavatör ve loderler vasıtasıyla kamyonlara yüklenecek Beşikdüzü sahil yoluna hem iç dolgu ve hem de tahkimat işleminde kullanılmak için nakledilmektedir.

Ocakta açılan delik sayıları ve boyları her bir patlatma için farklılık göstermekte ve buna bağlı olarak da kullanılan patlayıcı miktarları 1500-3500 kg (ANFO+Dinamit) arasında değişmektedir. Sıkılama malzemesi olarak delikten çıkan pasa kullanılmaktadır. Delikler normal olarak dik açılmakla birlikte bazen yük mesafesinin fazla olduğu yerlerde 80°-85° olarak açılmaktadır. Sıkılama boyları delik boylarına bağlı olarak 1.5-3 m arasında değişmekte olup, boyları 12 m'nin üstünde olan deliklerde ise genelde ara sıkılama

yapılmaktadır. Deliklerde ana patlayıcı madde olarak ANFO, yemleyici olarak Powerjel veya Jelatinit dinamit kullanılmaktadır. Deliklerarası mesafe ve dilim kalınlığı 1.5-3.5 m aralığında değişmektedir. Gecikme başına kullanılan patlayıcı miktarı 400-800 kg arasında değişmektedir.

Galeri patlatmasının uygulandığı bölgede kazısı yapılan aynanın yüksekliği 35-50 m arasında değişmekte ve geriye doğru ayna yüksekliği bir hayli artmaktadır (Şekil 5). Galeriyi patlatmasında toplam patlayıcı bir anda patlatılmakta olup ateşlemede herhangi bir gecikme uygulanmamaktadır. Bir defada aşırı miktarda patlayıcının kullanılması çevredeki yapılarda çatlakların oluşumuna, taş fırlaması, hava şoku ve toz gibi çevresel problemlerin ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Ayrıca yüksek, dik ve kontrolsüz ayna oluşumu nedeniyle hem ocak güvenliği hem de çevresel açıdan çok büyük risk arz etmektedir.



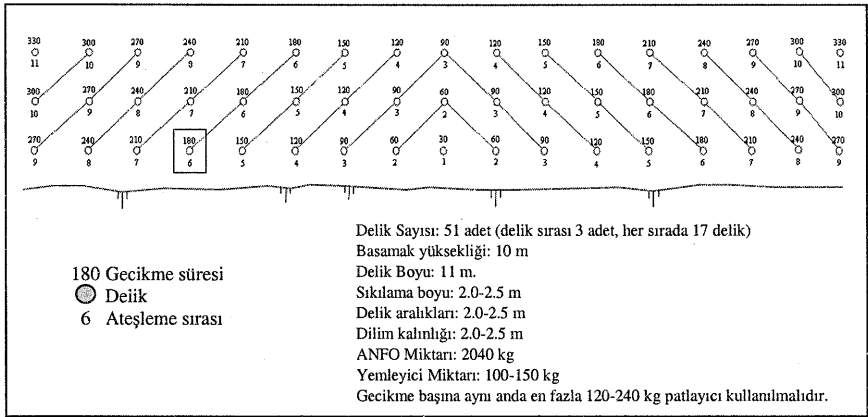
Şekil 5. Korkuthan taşocağında galeri patlatmasının uygulandığı çalışma sahası

Titreşim ölçümü alınmaya çalışılan toplam 18 atımın sadece 8 tanesinde değer kaydedilmiş, diğer 10 adedinde ise herhangi bir titreşim ölçümü kaydedilmemiştir. Titreşim ölçümü kaydedilen atımlar (Atım No 4, 12-18) incelendiğinde, gecikme başına düşen patlayıcı miktarının bu atımlarda ölçümü alınamayan atımlara göre daha fazla olduğu görülmektedir. Ayrıca, gecikme başına 705 kg'dan daha az patlayıcının kullanıldığı atımlarda herhangi bir titreşim kaydedilmemiştir. Galeri atımında (16 Nolu atım) kaydedilen sarsıntı parametrelerinin tamamı düşey delikli basamak patlatmalarında kaydedilen değerlerden daha yüksektir. Bunun nedeni, 4150 kg'lık patlayıcının herhangi bir gecikme kullanılmadan bir anda patlatılmasıdır.

Patlatmadan kaynaklanan gürültünün çevresel etkisi dikkate alındığında; önceden gürültü

düzeyinin tahmini önem taşımaktadır. Çizelge 1 incelendiğinde ölçümü kaydedilen 8 adet atımın gürültü değerleri 140 dB'in (rahatsızlığın başlangıcı) altında gerçekleşmiştir. En yüksek hava şoku değeri 115.7 dB olup, hava şoku değerlerinin ölçüm alınan bölgede herhangi bir risk oluşturmayacağı anlaşılmaktadır.

Heyelan oluşma riski bulunan bölgenin hem aşırı miktarda yağış alması ve hem de arazi yapısının engebeli ve heyelana müsait olmasından dolayı bundan sonra ocakta yapılması planlanan atımlar için önerilen ateşleme şekli ve dizayn parametreleri Şekil 6'da verilmiştir. Ocak için oluşturulan yeni tasarım parametrelerine göre 4 adet deneme atımı gerçekleştirilmiş olup bunlar için yapılan titreşim ölçümlerinde herhangi bir değer kaydedilememiştir.



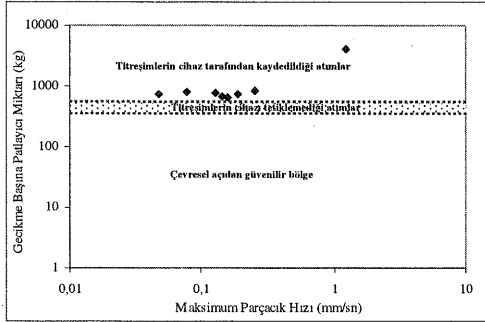
Şekil 6. Korkuthan taşocağı düşey delik patlatmalarında önerilen patlatma tasarımı

Çizelge 1. Yapılan atımların ölçüm sonuçları

Atım No	Delik Sayısı	Maksimum Parçacık hızı (mm/sn)	Frekans (Hz)	Mak. Hava Şoku (dB)	Mak. Yer Değiştirme (mm)	Mak. İvme (g)	Toplam Patlayıcı (kg)	Gec. Baş. Kull. Pat. Miktarı (kg)	Uzaklık (R) (m)	Ölçüm İst. (m)	Firma
1	65	-	-	-	-	-	2170	542.5	1275	1	A
2	40	-	-	-	-	-	2000	670	1325	1	B
3	47	-	-	-	-	-	2100	525	1280	1	A
4	70	0.254	>100	101	0.01	0.03	3500	845	1315	1	B
5	46	-	-	-	-	-	1600	533.3	1200	2	A
6	41	-	-	-	-	-	2000	500	1255	2	B
7	62	-	-	-	-	-	2160	540	1235	2	A
8	43	-	-	-	-	-	820	410	1270	2	B
9	75	-	-	-	-	-	1910	636.6	1240	3	A
10	40	-	-	-	-	-	1695	565	1260	3	A
11	62	-	-	-	-	-	1830	610	1290	3	B
12	85	0.19	12	<88	0.03	0.005	3010	752.5	1550	4	A
13	74	0.143	7.4	<88	0.03	0.005	2820	705	1600	4	B
14	53	0.127	N/A	104.9	0.08	0.005	3160	790	1240	2	A

Çizelge 1.in devamı

15	55	0.159	N/A	115.7	0.09	0.008	2800	700	1280	2	B
16	Galeri	1.22	13	95.9	0.02	0.03	4150	4150	1500	4	C
17	48	0.048	73	101	0.01	0.005	2230	743.3	1550	4	A
18	52	0.079	64	101	0.03	0.005	2410	803.3	1580	4	B
19	50	-	-	-	-	-	2100	262.5	1245	1	A
20	49	-	-	-	-	-	2150	268.8	1560	4	A
21	48	-	-	-	-	-	2100	262.5	1260	2	B
22	50	-	-	-	-	-	2100	262.5	1560	4	A



Şekil 7. Kaydedilen titreşim değerlerinin patlayıcı miktarına göre dağılımı

Şekil 7 ocakta yapılan patlatmalardan açığa çıkan titreşim değerlerinin gecikme başına kullanılan toplam patlayıcı miktarı ile olan ilişkiyi göstermektedir. Ocakta normal var olan haliyle yapılan patlatmalarda gecikme başına toplam patlayıcı miktarının 705 kg ve üstündeki (kırmızı çizginin üstündeki alan) atımlarda titreşimler cihaz tarafından kaydedilmiş, 670-410 kg aralığında (kırmızı çizgi-mavi çizgi aralığındaki alan) ise herhangi bir kayıt alınamamıştır. Ancak yapılan yeni tasarımda gecikme başına kullanılan patlayıcı miktarı 260 kg ve altında (mavi çizginin altındaki alan) önerilerek çevresel açıdan daha güvenli atımların gerçekleştirilmesi sağlanmıştır.

6 SONUÇLAR

Günümüzde patlatmadan kaynaklanan çevresel problemlerin çözümüne yönelik olarak yer sarsıntılarının tahmin ve kontrolü halen büyük önem taşımaktadır. Ayrıca optimum patlatma koşulları belirlenirken teknik, ekonomik, emniyet ve çevresel açılardan yer sarsıntısı düzeylerinin de dikkate alınması gerekmektedir.

Bu çalışma kapsamında, düşey delikli basamak patlatması ve galeri patlatmasının uygulandığı Korkuthan taşocagında söz konusu atımlardan açığa çıkan yer sarsıntısı ve hava şokunun Beşikdağı

bölgesinde muhtemel heyelan oluşturma riski değerlendirilmiştir. Bu amaçla, taş ocagında yapılan toplam 18 adet patlatmaya eşlik edilerek titreşim ve hava şoku ölçümleri alınmıştır. Bölgedeki arazi yapısının engebeli, yağış miktarının fazla ve jeolojik yapının heyelana müsait olmasından dolayı heyelan riski bulunan bölgede herhangi bir titreşim ve hava şoku değerinin kaydedilmesi kriter olarak belirlenmiştir. Yapılan ölçümlerde 18 adet patlatmadan sadece 8 tanesinde ölçüm alınmış, galeri patlatmasından elde edilen titreşim değerinin düşey delikli basamak patlatmalarından kaydedilen değerlere göre daha yüksek olduğu görülmüştür. Düşey delikli basamak patlatmaları için oluşturulan yeni tasarımda gecikme başına patlayıcı miktarı 300 kg'mın altına düşürülmüş ve bu şekilde yapılan atımlarda herhangi bir sarsıntı değeri kaydedilmemiştir. Ayrıca ocakta halen uygulanmakta olan ve patlatma parametrelerinin hiç bir şekilde kontrol edilemediği galeri patlatması terk edilerek düşey delikli basamaklı kontrollü patlatma metoduna geçilmesi gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- Aldaş, G.G.U. and Bilgin, H.A., 2004, Effect of some rock mass properties on blasting-induced ground vibration wave Characteristics, *CIM Bulletin*, 97 (1079), 52-59.
- Bilgin, H.A., Esen, S., Kılıç, M., Aldaş, G.G.U., 2000, Yeniköy Linyit İşletmesi'nde patlatma kaynaklı yer sarsıntılarının incelenmesi, 4. *Delme ve Patlatma Sempozyumu*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, Ankara, 147-158.
- Ceylanoglu, A., Arpaz, E., 2001. Belirli bir kaya kütlelerinde oluşturulan yer sarsıntılarının ölçümü ve değerlendirilmesi, *Türkiye 17. Uluslararası Madencilik Kongresi ve Sergisi-TUMAKS 2001*, 39-45.
- Cihangir, F., Kesimal, A., Ercikdi, B., Durmuş, O., 2005, Analysis of Blast-Induced Vibrations at a Limestone Quarry, *Proceedings of the 5th International Conference SGEM 2005, Modern Management of Mine Producing, Geology and Environmental Protection*, Varna, Bulgaria, pp. 287-298.
- Ercikdi, B., 2004., *Araıklı Taşönu Kalker Ocağında Yapılan Atımların Çevresel Etkilerinin Değerlendirilmesi*, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Esen, S ve Bilgin, H.A., 2001, Evaluation of blast vibrations from Sekköy surface coal mine in Turkey, *Proceedings of*

- 27th Annual Conference on Explosives and Blasting Techniques, ISEE, Orlando, Florida, USA, 313-327.
- Glass, E. Charles, D., 2001, *The influence of seismic events on slope stability*, *Slope Stability in Surface Mining*, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME), 89-96.
- Kahriman, A., 2002, Analysis of ground vibrations caused by bench blasting at Can Open-pit Lignite Mine in Turkey, *Environmental Geology*, 41(6), 653-661.
- Kahriman, A., 2004, Analysis of parameters of ground vibration produced from bench blasting at a limestone quarry, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(11), 887-892.
- Kahriman, A., 2006, Environmental impacts of bench blasting at Hisarcık Boron open pit mine in Turkey, *Environmental Geology*, In press.
- Kesimal, A., Cihangir, F., Erçikdi, B., 2005, *Trabzon İli, Beşikdüzü İlçesi, Korkuthan Taşocağında Yapılan Patlatmalı Kazıların Oluşturduğu Yer Titreşimlerinin Bayırköy ve Civarında Heyelan Oluşumuna Etkisinin İncelenmesi*, Limak-Kolin Adi Ortaklığı, KTÜ, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Döner Sermaye Projesi, Trabzon.
- Kim, J., Jeong, S., Park, S., Sharma, J., 2004, Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soils, *Engineering Geology*, 75, 251-262.
- Kogure, T., Aoki, H., Maekado, A., Hirose, T., Matsukura, Y., 2006, Effect of the development of notches and tension cracks on instability of limestone coastal cliffs in the Ryukyus, Japan, *Geomorphology*, In press.
- Kuzu, C., Ergin, H., 2005, An assesment of environmental impacts of quarry-blasting operation: A case study in İstanbul, Turkey, *Environmental Geology*, 48(2), 211-217.
- MBM (Meteoroloji Bölge Müdürlüğü), 2005, Araştırma ve Bilgi İşlem Daire Başkanlığı, Trabzon.
- Onur, H. A., Konak, G., Köse, H., Karakuş, D., 2000, TKİ Çan Linyitleri İşletmesinde delme-patlatma faaliyetlerinin çevre stabilitesi üzerindeki etkileri, 4. *Delme ve Patlatma Sempozyumu*, Ankara, 173-180.
- Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., Sönmez, H., Tuncay, E., 2001, Causes, mechanism and environmental impacts of instabilities at Himmetoğlu coal mine and possible remedial measures, *Environmental Geology*, 40 (6), 769-786.

Patlatma kaynaklı titreşimlerin incelenmesinde bazı spektral analiz tekniklerinin uygulanması

Some application technics of spectral analysis on blasting induced ground vibration studies

G.G.U. Aldaş

Ankara Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeofizik Müh. Böl. Ankara

ÖZET: Patlatma kaynaklı titreşim analizleri genellikle, genliklerdeki mesafe ve zamana bağlı değişimleri inceleyen fonksiyonlar kullanılarak yapılır. Dalga biçiminin analizi ciddi veri işlem teknikleri ve yorumlamayı gerekli kılar. Genellikle titreşim verisi, zaman ortamında incelenir. Oysaki patlatma kaynaklı bir sismik dalga, frekans, genlik ve fazı değişik pek çok sinüzoidal dalganın birleşimidir. Bu sebeple, genlik ve fazların, frekansın fonksiyonu olarak incelenmesi, daha ayrıntılı bilgi elde edilmesine neden olur. Bu çalışmada, bazı spektral analiz tekniklerinin titreşim verilerine uygulanışı anlatılmıştır. Kendisine verilen girişi istenen çıkış haline getiren “süzgeç” tekniği ve titreşimin etkili frekansta ne kadar sürdüğü bilgisini veren Stockwell dönüşümü bir uygulama ile gösterilmiştir.

ABSTRACT: Usually, the functions which investigate the distance and time dependent variations of amplitudes are used in analysis of blasting induced ground vibrations. Waveform analysis requires serious data processing techniques and interpretations. Usually, vibration data are investigated in time domain. However, a blasting induced seismic wave is the combination of many sinusoidal waves differ in frequency, amplitudes and phases. Therefore, detailed information can be obtained by investigating the amplitudes and phases as the functions of frequency. This study covers some spectral analysis techniques, applied to vibration data, including frequency filtering which converts an input into a desired output, Stockwell Transform which gives the time duration of waveforms in low frequency zone.

1 GİRİŞ

Madencilik, taş ocakçılığı, inşaat ve alt yapı çalışmalarını gibi faaliyetlerdeki kaya parçalama işinin en ekonomik ve verimli yolu, patlatma yöntemidir. Bu yöntemin uygulanması esnasında ortaya çıkan gürültü ve toz problemlerinin yanında en çok şikayet edilen ve çevre yerleşim yeri sakinlerinin en çok rahatsız olduğu konu, yer sarsıntısıdır. Deprem kuşağında olan ve büyük depremler görmüş,

ülkemizde, patlatma kaynaklı da olsa, bu tip titreşimler büyük korkulara sebep olabilmektedir.

Uluslararası kaynaklarda, patlatma kaynaklı titreşimlerin oluşumu ve en aza indirilmesi konusu pek çok araştırmacı tarafından incelenmiştir. (Bollinger 1971, Dowding 1985, Siskind vd. 1989, Persson vd. 1994, Muller 1997, Muller & Hohlfield 1997, Hoshino vd. (2000), Chen & Huang 2001). Delikler arası ve delik içi gecikmelerin kullanılması, aynı anda ateşlenen delik sayısının azaltılması başlıca uygulanan metodlardır.

Pek çok araştırmada (Adhikari vd. 2004, Chen G.

& Huang S. 2001, Tripathy & Gupta, 2002), patlatma kaynaklı titreşim verisinin en yüksek parçacık hızlarını ve frekansını, patlatma tasarım parametrelerini içeren veri tabanları oluşturulmuştur. Bu verilerin ışığı altında basit regrasyon analizleri ile patlatmanın yapıldığı bölge için arazi katsayıları elde edilerek, mesafe ve patlayıcı miktarına bağlı, en yüksek parçacık hızını bulmaya yönelik ampirik eşitlikler geliştirilmiştir. Etkili frekansların gecikme aralıklarını değiştirerek değiştirilebilmesi konusu da ayrıca incelenmiştir.

Titreşim analizi çalışmalarında, dinamik impak kuvvetlerin yapılara olan etkilerinin ve yapıların titreşimlere nasıl tepkiler verdiğinin de incelenmesi şarttır. Frekans tepki fonksiyonlarının incelenmesi amacıyla, bu çalışmada literatürden farklı olarak, titreşim verilerine bazı spektral analiz teknikleri uygulanmış ve sonuçları yorumlanmıştır. Doğrusal süzgeç uygulaması bunlardan biridir. Bu uygulama, en uygun gecikme zamanlarının ayarlanmasında çok önemli olan frekans tepki fonksiyonlarının incelenmesinde başarılı sonuçlar vermiştir. Ayrıca, düşük frekanslarda yüksek genlikli dalgaların ne kadar sürdüğü bilgisini veren Stockwell Dönüşüm metodu da, titreşim verilerine uygulanmıştır.

2 SPEKTRAL ANALİZ TEKNİKLERİ

2.1. Patlatma kaynaklı titreşim verisine doğrusal süzgeç uygulaması

Süzgeçler, en sık kullanılan sinyal işleme yöntemlerinden biridir. Bilindiği üzere Fourier Dönüşümü, bir sinyalin frekans içeriğini gösterir. Süzgeçler, bu frekansların bir kısmını kaldırarak ya da değiştirerek yeni bir sinyal üretirler. (Karu 2002). Matematik anlamda, bir giriş verisini istenen çıkış verisine dönüştüren sistemlerdir. Doğrusal bir süzgecin davranışı, evrişim (konvolusyon) integrali ile (Kearey & Brooks 1991)

$$f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} g(\tau) \cdot h(t - \tau) \cdot d\tau \quad (1)$$

veya simgesel olarak aşağıdaki gibi gösterilir:

$$f(t) = g(t) * h(t) \text{ (zaman ortamında)} \quad (2)$$

τ , konvolusyon operatörünü, $*$, konvolusyon işlemini simgeler.

$$g(t) \rightarrow \boxed{h(t)} \rightarrow f(t) = \text{modified } g(t)$$

$g(t)$ ve $f(t)$ sırası ile giriş ve çıkış fonksiyonlarını gösterir. $h(t)$ ise sistemin özelliklerine bağlı bir

fonksiyondur ve süzgeç fonksiyonu olarak adlandırılır. Süzgeç yapımında ana sorun, $g(t)$ girişine istenen $f(t)$ çıkışını veren ve süzgeç fonksiyonunu saptamaktır. Eğer, sadece süzgecin işlevine bağlı olan $h(t)$ fonksiyonu bilinir ise herhangi bir $g(t)$ girişine verilen $f(t)$ yanıtı da hesaplanabilir.

Eşitlik 1, sürekli veriler için geçerlidir. Oysaki ölçülen veriler sayısal veridir. $g(t)$ fonksiyonunu Δt aralığında örnekleymek için Tarak Fonksiyonu ile çarpmak gerekir (Basokur 2002):

$$\text{tar}(k \cdot \Delta t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} \delta(t - k \cdot \Delta t) \quad (3)$$

Böylece elde edilen sürekli veri:

$$g(k \cdot \Delta t) = g(t) \cdot \text{tar}(k \cdot \Delta t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} g(t) \cdot \delta(t - k \cdot \Delta t) \quad (4)$$

Δ , birim impuls fonksiyondur. Eğer $g(k \cdot \Delta t)$ sinc fonksiyonu ile evriştirilirse, tekrar $g(t)$ elde edilir.

$$g(t) = g(k \cdot \Delta t) * \frac{\sin(2\pi f_N t)}{2\pi f_N t} \approx g(t) \quad (5)$$

$\overline{\Pi}$
Sinc

Eşitlik 2 deki $g(t)$ yerine eşitlik 5 yazılırsa, eşitlik 6 elde edilir.

$$f(t) = g(k \cdot \Delta t) * \frac{\sin(2\pi f_N t)}{2\pi f_N t} * h(t) \quad (6)$$

Bu bağıntıda, süzgeç fonksiyonu ile sinc fonksiyonunu önceden evriştirilerek, Δt aralıkları ile örneklenir ise

$$b(k \cdot \Delta t) = \frac{\sin(2\pi f_N t)}{2\pi f_N t} * h(t) = \frac{\sin(\pi t / \Delta t)}{\pi t / \Delta t} * h(t) \quad (7)$$

elde edilir.

$b(k \cdot \Delta t)$ süzgeç katsayıları olarak adlandırılır.

$f(t)$ aşağıdaki şekilde de yazılabilir:

$$f(t) = g(k \cdot \Delta t) * b(k \cdot \Delta t) \quad (8)$$

Süzgeç katsayıları, aşağıdaki integralin analitik ya da nümerik çözümü ile bulunur.

$$b(k \cdot \Delta t) = \int_{-\infty}^{\infty} h(\tau) \cdot \frac{\sin[2\pi f_N(t - \tau)]}{2\pi f_N(t - \tau)} \cdot d\tau \quad (9)$$

Bu integralin analitik çözümü aranır, yoksa sayısal integrasyon ile süzgeç katsayıları bulunabilir. Bu yöntem "doğrudan integrasyon" denmektedir. Eğer, süzgeç fonksiyonu salınımlı ise (9) eşitliğinin sayısal integrasyonu yeterli doğrulukla hesaplanamaz. Bu durumda Fourier dönüşüm yöntemi kullanılabilir.

$$f(t) \leftrightarrow F(f),$$

$$g(t) \leftrightarrow G(f),$$

$$h(t) \leftrightarrow H(f)$$

Eşitlik 2' nin Fourier dönüşümü:

$$F(f) = H(f) \cdot G(f) \quad (10)$$

$$H(f) = \frac{F(f)}{G(f)} \quad (11)$$

$H(f)$ süzgeç belirtgeni ya da transfer fonksiyonu olarak adlandırılır.

$$g(k \cdot \Delta t) = g(t) \cdot \text{tar}(k \cdot \Delta t)$$

Yukarıdaki eşitliğin Fourier dönüşümü:

$$g(k \cdot \Delta t) \leftrightarrow G(f) * \left[\frac{1}{\Delta t} \text{tar}\left(k \cdot \frac{1}{\Delta t}\right) \right] \quad (12)$$

$$G^S(f) = G(f) * \left[\frac{1}{\Delta t} \text{tar}\left(k \cdot \frac{1}{\Delta t}\right) \right] \quad (13)$$

$$g(k \cdot \Delta t) \leftrightarrow G^S(f) \quad (13)$$

Sinc fonksiyonunun Fourier dönüşümü :

$$\frac{\sin(2\pi f_N t)}{(2\pi f_N t)} \leftrightarrow \Delta t \text{ rect}(f_N) \quad (14)$$

f_N , Nyquist frekansıdır $(1/2 \Delta t)$.

Böylece

$$g(k \cdot \Delta t) * \text{sinc} \leftrightarrow G^S(f) \Delta t \text{ rect}(f_N) \quad (15)$$

yazılabilir.

$\Delta t \cdot \text{rect}(f_N)$, dikdörtgen fonksiyonu Δt yüksekliğinde ve $2f_N$ genişliğindedir. Bu sonucun, (15) eşitliğine uygulanması ile

$$f(t) = g(k \cdot \Delta t) * \text{sinc} * h(t) \leftrightarrow F(f) = G^S(f) \Delta t \text{ rect}(f_N) H(f)$$

(16) elde edilir.

sinc ve $h(t)$ fonksiyonlarının evrişiminin birleştirilmesine benzer olarak

$$b(k \cdot \Delta t) = \text{sinc} * h(t) \leftrightarrow B(f) = \Delta t \text{ rect}(f_N) H(f) \quad (17)$$

yazılabilir ve dikdörtgen fonksiyon ile süzgeç belirtgeninin çarpımı, süzgeç katsayılarının Fourier dönüşümü olarak tanımlanabilir. $B(f)$ ile gösterilen bu çarpım, süzgeç izgesi (filter spectrum) olarak adlandırılır. Böylece, (8) bağıntısının Fourier bölgesindeki karşılığı

$$f'(t) = g(k \cdot \Delta t) * b(k \cdot \Delta t) \leftrightarrow F'(f) = G^S(f) B(f) \quad (18)$$

elde edilir.

Eşitlik 17 aşağıdaki gibi de yazılabilir. Bu integral, dikdörtgen fonksiyon ile çarpıldığından integral sınırları $(-f_N, f_N)$ aralığına indirgenir:

$$b(k \cdot \Delta t) = \int_{-\infty}^{\infty} \Delta t \text{ rect}(f_N) H(f) \exp(i 2 \pi f) df \quad (19)$$

$$b(k \cdot \Delta t) = \Delta t \cdot \int_{-f_N}^{f_N} H(f) \cdot \exp(i 2 \pi f t) \cdot df \quad (20)$$

Eğer, süzgeç belirtgeni $H(f)$ analitik olarak biliniyor ise ters Fourier dönüşüm ile süzgeç katsayılarını veren bağıntı bulunmaya çalışılır.

Süzgeç belirtgeni karmaşık bir fonksiyon olduğundan genlik ve faz ile

$$H(f) = A(f) \cdot \exp(i \phi(f)) \quad (21)$$

biçiminde yazılabilir.

Böylece $b(k \cdot \Delta t)$ aşağıdaki biçimde yazılabilir:

$$b(k \cdot \Delta t) = \Delta t \cdot \int_{-f_N}^{f_N} A(f) \cdot \exp[i (2\pi f t + \phi(f))] \cdot df \quad (22)$$

Euler bağıntısı ile:

$$b(k \cdot \Delta t) = \Delta t \cdot \int_{-f_h}^{f_h} A(f) \cdot \{\cos[2\pi f t + \phi(f)] + i \sin[2\pi f t + \phi(f)]\} \cdot df \quad (22)$$

yazılabilir. sinc yanıt gerçel bir fonksiyon olduğundan, integralin sinüs kapsayan bölümü sıfıra eşit olur. Ayrıca, genlik ve kosinüs fonksiyonu çift olduğundan integral sıfır ile Nyquist frekansı arasında alınarak, iki ile çarpılır:

$$b(k \cdot \Delta t) = 2 \Delta t \cdot \int_0^{f_h} A(f) \cdot \cos[2\pi f t + \phi(f)] \cdot df \quad (23)$$

Süzgeç katsayılarını veren bağıntılar, süzgeç fonksiyonu bilinmekte ise (9) bağıntısından veya dalga biçimini bilinmekte ise (23) bağıntısından elde edilebilir. Ancak, her fonksiyonun integrali alınamayacağından, süzgeç katsayıları bağıntısı analitik olarak belirlenemeyebilir. Bu durumda, genlik ve faz izgeleri hesaplanarak, (23) bağıntısı, yamuklara ayırma veya Simpson sayısal integral alma yöntemleri ile bulunabilir.

Bu çalışmada süzgeç tekniğinin uygulanmasındaki amaç, patlatmadan çıkan orjinal dalga biçimini elde etmektir. Titreşim ölçer cihazlar ile ölçtüğümüz veri, belli bir gecikme, “a”, içerir. Başka bir deyişle, ölçülen veri $f(t)+f(t+a)$ dır. Eğer orjinal veri $f(t)$ elde edilebilirse, yapıcı girişime engel olacak gecikme aralıklarını ayarlayabilmek mümkün olur. Bu sebeple, kendisine verilen $f(t)+f(t+a)$ girişine karşılık $f(t)$ çıkışını veren süzgeç hazırlanmıştır.

Süzgeç belirtgeni $H(f)$ aşağıdaki gibi bulunmuştur:

$$g(t)=f(t)+f(t+a) \quad (24)$$

$$G(f)=F(f)+(e^{-i2\pi f a})F(f) \quad (25)$$

$$G(f)=F(f)(1+e^{-i2\pi f a}) \quad (26)$$

$$H(f)=F(f)/G(f) \quad (27)$$

$$H(f)=1/[1+e^{-i2\pi f a}] \quad (28)$$

Genlik ve faz:

$$A(f)=1/\sqrt{1+2\cos(2\pi f a)} \quad (29)$$

$$\Phi(f)=\arctan\{\sin(2\pi f a)/(1+\cos(2\pi f a))\} \quad (30)$$

Süzgeç katsayıları Matlab’da geliştirilen programla hesaplanmıştır. Sayısal integrasyon yöntemi ile ters Fourier dönüşümü uygulanmıştır.

Süzgeç aşağıdaki örnek için test edilmiştir:

Positif süzgeç katsayısı sayısı:4
Negatif süzgeç katsayısı sayısı:5
Gecikme aralığı, a : 0.06 saniye

Bu verilere göre hesaplanan süzgeç katsayıları:

Çizelge 1. Süzgeç katsayıları

Coefficient number	katsayılar
-5.00000000000000	-0.00750000000000
-4.00000000000000	-0.00600000000000
-3.00000000000000	-0.00450000000000
-2.00000000000000	-0.00300000000000
-1.00000000000000	-0.00150000000000
0	0.00000000000000
1.00000000000000	0.00150000000000
2.00000000000000	0.00300000000000
3.00000000000000	0.00450000000000
4.00000000000000	0.00600000000000
Katsayı toplamı	Farklar
1.00000000000000	0.00000000000000

Süzgeci test etmek için sentetik giriş verisi yaratılmıştır:

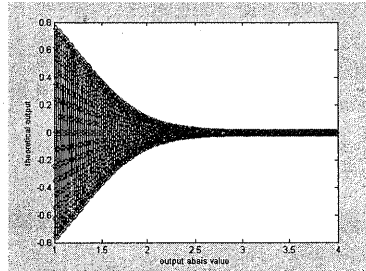
$$g(t)=f(t)+f(t+a)$$

$$g(i)=\exp(-\text{abs}(x(i)-0.5)^2)*\cos(2*3.14*f*x(i))+\exp(-\text{abs}(x(i)-0.5+a)^2)*\cos(2*3.14*f*(x(i)+a))$$

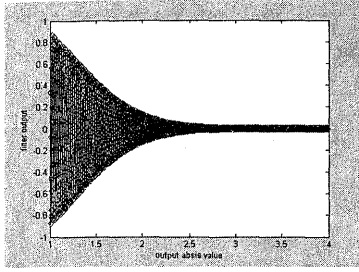
burada, $f=50$ Hz, $a=0.06$.

$g(i)$ süzgece giriş olarak verilmiştir. $f(t)$ çıkış olarak elde edilmelidir. Şekil 1 ve 2 sırasıyla

$f(i)=\exp(-\text{abs}(x(i)-0.5)^2)*\cos(2*3.14*50*x(i))$, den elde edilen teorik çıkış ve süzgeçten elde edilen çıkışı gösterir. İki şeklin de birbirlerine çok benzer oluşu süzgecin iyi çalıştığını göstermektedir.



Şekil 1 Teorik çıkış



Şekil 2. Süzgeç çıkışı

2.2 Patlatma kaynaklı titreşim verisine Stockwell Dönüşümü (S-Dönüşümü) uygulanması

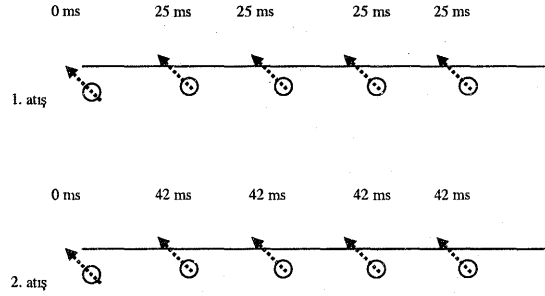
Titreşimlerin yapılara olan hasarının belirlenmesinde, dalganın genlik ve frekans içeriği kadar süresi de çok önemlidir. Eğer dalganın frekans içeriği yapının doğal frekansına uygun ise, genliği düşük bile olsa, uzun süren bir dalga yapıya zarar verebilir (Waters 1981). Bu sebeple dalga analizinde frekans içeriği ile birlikte, etkin frekansta dalganın ne kadar sürdüğünün de bilinmesinde fayda vardır. Stockwell dönüşümü, bu bilgiyi sağlar.

Bu çalışmada, patlatma kaynaklı sismik dalgalara Stockwell dönüşümü de uygulanmıştır. Titreşimi en aza indirebilmek için uygulanan iki farklı gecikme rölesinin sinyal üzerindeki etkileri Stockwell dönüşümü yapılarak incelenmiştir.

Çalışmada kullanılan veriler, TKİ BLİ Orhaneli açık kömür işletmesindeki 2001 yılında yapılan patlatmalardan elde edilmiştir (Aldaş 2002). 2001 yılı çalışmalarının bir bölümü +510 metre kotunda müteahhitçe dekapajı yapılan bölümde gerçekleştirilmiştir. En üstte 0.2-2.0 m kalınlıkta bitkisel toprak bulunmaktadır. Bitkisel toprak, tüftüft ve konglomeranın kalınlıkları ana fay yakınında 14-15 metre dolayında olup, kuzeye gidildikçe incelenerek kaybolmaktadır. Sahanın iki veya üç ayrı jeolojik zamanda değişik gerilmelere maruz kaldığını gösteren, farklı doğrultuda (genellikle kuzey doğu) ve köyden uzaklaşan tali, birbirlerine paralel üç, dört adet fay saptanmıştır (Bilgin vd. 2005).

2.2.1. Ölçüm ve analizler

Bu çalışmada, farklı gecikmeler kullanılarak yapılan patlatmalardan kaynaklanan dalgaların uzak ve yakın istasyonlarda kaydedilen sinyalleri frekans içeriği ve süreç açılarından incelenmiştir. Şekil 3, iki ayrı atışa ait atış düzenlerini göstermektedir.



Şekil 3. Atış düzenleri

Atışlara ait gecikme bilgileri Çizelge' 2 de verilmiştir.

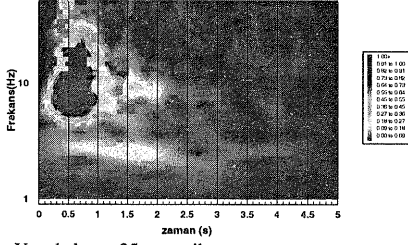
Çizelge 2. Gecikme bilgileri

1. atış	Delik no:1	Delik no:2	Delik no:3	Delik no:4	Delik no:5
1. kademe	475	500	525	550	575
2. kademe	500	525	550	575	600
2. atış	Delik no:1	Delik no:2	Delik no:3	Delik no:4	Delik no:5
1. kademe	475	517	559	601	643
2. kademe	500	542	584	626	668

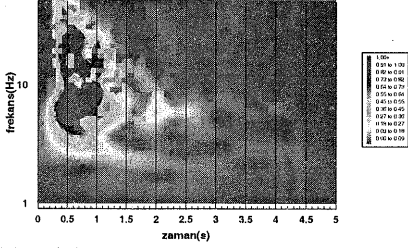
Her iki atışta da patlayıcı miktarları, sıklıkla mesafesi, delik boyu, delikler arası mesafeler gibi tüm patlatma parametreleri aynı tutulmuş; dolayısıyla bu iki atışın da birer pilot atış görevi görmesi sağlanmıştır (Delik çapı 165mm'dir, patlayıcı olarak ANFO ve Emulit kullanılmıştır). Tek değişken gecikme aralığıdır. Bu çalışmaya konu olan farklı gecikmelerin sinyal süresi üzerindeki etkileri aşağıda incelenmiştir. Çizelge 3, her iki atış için, titreşim ölçerlerden üç bileşende elde edilen parçacık hızı genliklerini ve ölçüm mesafelerini göstermektedir.

Çizelge 3. Ölçüm parametreleri ve titreşim genlikleri

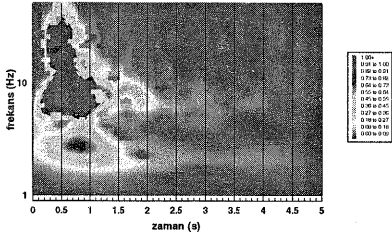
Mesafe	Patlayıcı	Parçacık Hızı (mm/s)			Gecikme
		Miktarı	Yanal	Düşey	
R(m)	Q(Kg)	T	V	L	ms
200	100	6.100	9.020	7.870	42
620	100	2.290	0.635	1.270	42
200	100	9.270	11.600	8.510	25
620	100	2.160	1.270	2.290	25



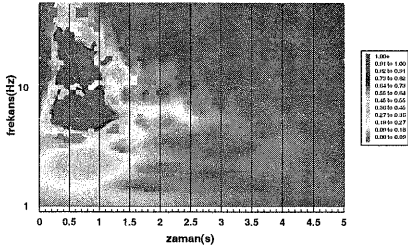
a- Yanal eksen- 25ms gecikme



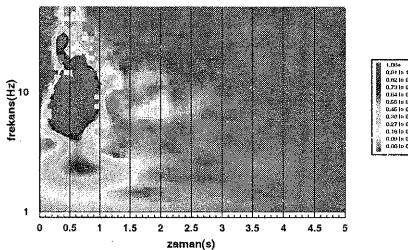
b- Yanal eksen- 42 ms gecikme



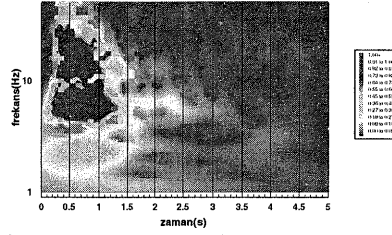
c- Düşey eksen- 25ms gecikme



d- Düşey eksen-42ms gecikme



e- Boyuna eksen -25 ms gecikme



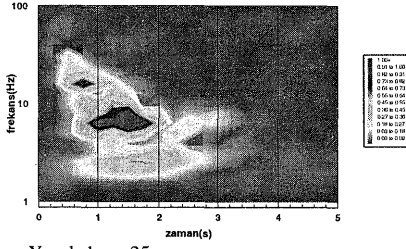
f- Boyuna eksen- 42 ms gecikme

Şekil 4. 25 ve 42 ms gecikmeli atımların yakın istasyon verisinin S dönüşümleri

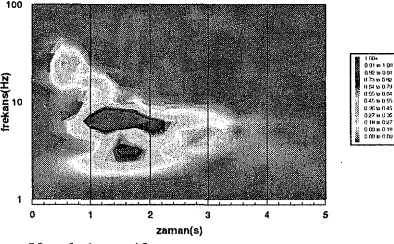
Çizelge 3'de görüldüğü üzere 42 ms ve 25ms gecikmeler ile iki ayrı patlatma yapılmış; titreşim genlikleri 200 m ve 620 m uzaklıklarda kaydedilmiştir. İlk bakışta, 25 ms gecikme verilen patlatmadan yayılan dalgaların, özellikle yakın istasyonda 42 ms gecikmeli yapılarına göre daha büyük genlikli olduğu görülmektedir. Çalışmada, 25 ms ve 42 ms gecikme ile yapılan iki patlatmadan uzak ve yakın istasyonlarda elde edilen sismik veriye Stockwell Dönüşümü uygulanmış ve hangi gecikmenin, etkin frekanslarda daha uzun süreli bir titreşime neden olduğu açığa çıkarılmıştır.

Şekil 4 ve 5 sırasıyla, 25 ve 42 ms gecikmelerle yapılan patlatmalara ait, yakın ve uzak istasyonlarda kaydedilen verilere uygulanan S-dönüşümü sonuçlarını göstermektedir.

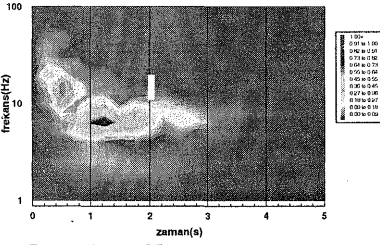
Şekil 4'de yakın istasyon için uygulanmış S-dönüşüm incelendiğinde, 25 ms ve 42 ms gecikmeli patlatmaların titreşim genlikleri hemen hemen aynı görünse de (etkin frekans civarında), 42 ms gecikmeli patlatmanın daha uzun sürdüğü farkedilmektedir. Uzak istasyonda bu tespit daha açıktır (Şekil 5). Yüksek genlikler 25 ms gecikmeli patlatma için 0.8-1.8 saniye arasında sürmekte iken, 42 ms gecikme ile yapılan patlatma için 0.8-2.8 saniye arasındadır. 42 ms gecikme ile yapılan patlatmanın titreşim genlikleri, yapıları rezonansa sokacak olan 6-8 Hz civarı etkin frekanslarda, 25 ms ile yapılarına göre yaklaşık 1 saniye daha uzun sürmektedir.



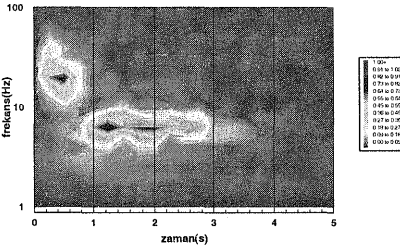
a- Yanal eksen-25 ms



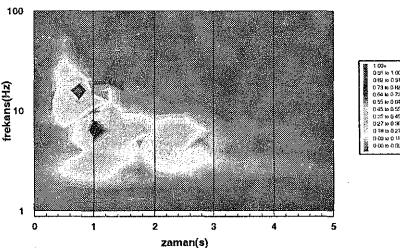
b- Yanal eksen-42 ms



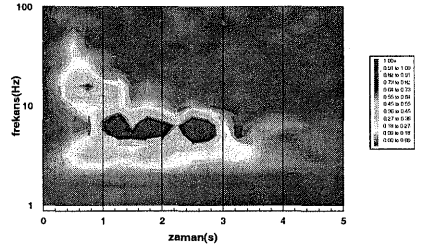
c- Düşey eksen - 25 ms



d- Düşey eksen-42 ms



e- Boyuna eksen- 25 ms



f- Boyuna eksen -42 ms

Şekil 5. 25 ve 42 ms gecikmeli atımların uzak istasyon verisinin S dönüşümleri

3 SONUÇLAR

Bu çalışmada bazı spektral analiz tekniklerinin patlatma kaynaklı titreşim verilerine uygulanışı anlatılmıştır. Titreşim verileri doğrusal süzgeç yöntemi ile incelenmiş, patlatma kaynaklı orjinal veri, uygun bir süzgeç kurularak elde edilmiştir. Bu yöntem, yapıcı girişime engel olacak gecikme aralıklarının seçilmesinde oldukça fayda sağlayacaktır. Çalışmanın diğer bölümünde, titreşim verilerinin genlik ve frekans bilgileri dışında, ne kadar sürdüğü bilgisinin de önemli olduğu örnek veriye Stockwell dönüşümü uygulanarak vurgulanmıştır.

Sadece patlatmadan kaynaklı titreşim genliklerine bakmak suretiyle inceleme yapıldığında (Çizelge 3), 25 ms gecikme ile yapılan patlatmanın 42 ms ile yapılanaya göre daha yüksek genlikli titreşimlere neden olduğu görülmektedir. Fourier analizi ile etkin frekanslarda titreşim genliklerinin ne kadar sürdüğü bilgisi elde edilemediği için Stockwell dönüşümü uygulanmıştır. Bu analiz sayesinde, çalışma bölgesinde 42 ms gecikme ile yapılan patlatmaların etkin frekanslarda, 25 ms gecikme ile yapılanaya göre 1 saniye daha uzun süren titreşimlere neden olduğunu göstermektedir. Genlik miktarları aynı olmasına rağmen, 1 saniye daha uzun süren bir patlatmanın yapıya daha fazla zarar verebileceği görüşünden dolayı, 42 ms gecikme rölesi yerine 25 ms gecikme rölesi kullanılması önerilmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, bu önerinin patlatma bölgesi ve hedef noktasının aynı olduğu zamanlarda geçerli olduğudur. Hedef nokta (kayıt istasyonları) ve patlatma yeri değişikçe ölçüm ve analizlerin tekrarlanması gerekmektedir.

4 KAYNAKLAR

- Aldaş, G.G.U., 2002. *Effect of some rock mass properties on blasting induced ground vibration wave characteristics at Orhaneli surface coal mine*, PhD Thesis, METU.
- Başokur A.T, Dikmen U., Tokgoz O.E., 2003. Time-frequency representation of strong-motion records for damage appraisal:examples from the Düzce earthquake Turkey. *Near Surface Geophysics*, 1.2, pp.95-101.
- Bilgin H.A., 2005. BLİ Orhaneli İşletmesi Gümüşpınar köyü patlatma risk etüdü, AFP Proje kod no:05-03-05-2-00-08, Ankara.
- Karu Z. Z., 2002. *Signals and Systems Made Ridiculously Simple*, ISBN 0-9633752-1-4, ZiZi Press, 124 pages,
- Kearey P. and Brooks M., 1991. *An Introduction to Geophysical Exploration*, ISBN 0-632-02923, Blackwell Scientific Publications, 254 pages.
- Waters, K.H., 1981.*Reflection Seismology: A tool for Energy Resource Exploration*,ISBN 0-471-08224-4. John Wiley and Sons, page 453.

Ulus-Keçiören metro tünelleri inşaatında yer titreşimi denetimi ve kaya özellikleri ile ilişkisi

Control of Blast Induced Ground Vibration During Construction of Ulus-Keçiören Subway Tunnels and the Correlation with Rock Properties

H. A. Bilgin

ODTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara

H. S. İnal

Nitromak A.Ş., Ankara

ÖZET: Ankara metrosu genişletme çalışmaları kapsamında Ulus-Keçiören hattı tünelleri inşa edilmektedir. Çoğunlukla yerleşim yerleri altından geçmekte olan tünellerin 4,2 Km'si patlatma yöntemiyle sürülmektedir. Tünellerin patlatma ile sürülen bölümleri tamamen Andezit, Bazalt, Tuf ve Aglomera türü volkanik kayalar içinde açılmaktadır. Yer yer Dasit ve Riyolit de geçilmektedir. Bu bildiride ölçümlü olarak yürütülen yer titreşimi değerlendirme ve denetleme çalışmaları tanıtılmıştır. Yer titreşimi ölçüm sonuçları kullanılarak farklı kesimler için önerilen gecikme başına patlayıcı miktarları ve patlatma yöntemleri özetlenmiştir. İncelenen kaya zemin cinsleri ve laboratuvar deneyleri ile tayin edilen özellikleri verilmiştir. Kaya özellikleri ile ölçülen yer titreşim değerleri arasında ilişkiler araştırılmıştır. Ulaşılan sonuçlar ve öneriler sunulmuştur.

ABSTRACT: The tunnel construction is underway for Ulus-Keçiören branch within the scope of extension works of Ankara subway network. The 4.2 Km's long part of the tunnels are driven by blasting mostly under heavily constructed regions. That part of the tunnels driven by blasting are opened completely in volcanic rocks such as andesite, bazalt, tuf and agglomerate. Dacite and rhyolite are penetrated also from place to place. In this paper, the research work conducted by monitoring for the evaluation and control of ground vibration is introduced. The recommended charge amounts per delay and the blasting patterns using the results of vibration monitoring for different parts of the route are summarized. Rock types investigated and their properties determined by laboratory experiments are given. The correlations between the rock properties and the measured ground vibration intensities are sought. The results and the recommendations reached are presented.

1 GİRİŞ

Günümüzde büyük şehirlerde yaşanan toplu taşıma ile ilgili sorunlar, şehir yaşamını zorlaştıran en önemli güçlüklerden birisidir. Uygulanan yöntemler arasında metro sistemleri, bu sorunun en etkin çözümü olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu kapsamda Ankara Büyükşehir Belediyesi, mevcut metro sistemini genişletmek ve şehrin daha geniş bir bölümüne bu hizmeti sunabilmek için ULUS-KEÇİÖREN Metro hattı inşaatı projesini uygulamaya geçirmiştir.

ULUS-KEÇİÖREN Metro hattı birbirine paralel iki tünelden oluşmakta olup, hat üzerinde 9 istasyon bulunmaktadır. Hattın toplam uzunluğu 9.698 metredir (Yüksel Proje, 2003a). Tünellerin 1970 metresi Ankara Kili, 3230 metresi Kuvaterner alüvyon, 250 metresi Hançili Formasyonu içinde tünel açma makinası ile açılmaktadır. Geri kalan

4248 metresi ise Volkanik kayalar içinden geçmekte olup patlatma yöntemi ile açılmaktadır.

Ana hat tünelleri yaklaşık olarak dairesel şekilli olup, kazı kesiti 6,50 m genişlik ve 6,30 m yüksekliktedir. Platform tünelleri ise basık ovaloid şekilli ve 10,60 m genişlik, 7,80m yüksekliktedir.

Metro güzergahının genellikle yerleşim yerleri ve binaların altından ilerlemekte olması bu kesimlerde uygulanacak kazı yönteminin çevresel etkilerinin de göz önünde bulundurulmasını zorunlu kılmaktadır. Bu amaçla patlatma kaynaklı yer titreşimi araştırması yürütülmüştür.

ODTÜ Döner Sermaye Yönetmeliği çerçevesinde yürütülen bu araştırma ve danışmanlık hizmeti kapsamında, ULUS-KEÇİÖREN Metrosu İnşaatı sırasında yapılan patlatmaların çevresel etkileri değerlendirilmiş, herhangi bir risk taşıyıp taşımadığı belirlenmiş ve bu riskin giderilmesi için alınması gerekli önlemler tespit edilmiştir.

2 GÜZERGAH JEOLJİSİ

Yüksel Proje (2003b) tarafından hazırlanmış olan Ön Jeolojik – Jeoteknik Etüt Raporu'nda yer alan bilgilerden oluşturulmuş özet jeolojik bilgi aşağıda sunulmuştur. Pliyosen yaşlı Ankara Kili kırmızı, kahverengi, bej renkli, fisürlü, kireç konkresyonlu, yer yer kum çakıl mercek ve seviyeleri içeren, düşük ile yüksek plastisiteli, çok katı-sert, aşırı konsolide olmuş siltli kil ve çakıllı kumlu kil özelliğindedir.

Kuvaterner alüvyon ise güzergahı kesen dereler ve yan kollarının vadi tabanlarında izlenen alüvyal çökeller olup, genel olarak yeşilimsi gri-kahverengi, orta-yüksek plastisiteli, orta katı-çok katı kumlu siltli kil, killi kum, killi kumlu çakıl mercek ve seviyelerinin karışımından oluşmaktadır.

Hançili Formasyonu killi kireçtaşı, marn, silttaşı, kumtaşı, konglomera, ve tüfit araldanmasından oluşmaktadır. Killi kireçtaşları ve marnlar beyaz sarımsı beyaz renklerde, ince ve orta tabakalı olup silttaşı-kumtaşı ile araldanmalıdır. Silttaşları gri renkli, az tutturulmuş, ince tabakalı ve laminalıdır. Konglomera ve kumtaşları sarımsı, boz renkli, az tutturulmuş ve tabakaları belirsizdir.

Volkanik seri güzergahın Km 3+750 – 4+150 arasında ve Km 6+050 den başlayıp hat sonu olan Km 9+698'e kadar gözlenmektedir. Volkanik seri genellikle andezit, bazalt, tüf ve aglomeradan kuruludur. Yer yer dasit ve riyolit de gözlenmektedir.

3 KAYA ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Tünelin patlatma yöntemi ile açılan bölümü volkanik seri içindedir. Bu nedenle sözkonusu seri içinde açılmış zemin etüd sondajları karotlarından örnekler alınmış, kaya malzemesinin fiziksel ve mekanik özelliklerini tayine yönelik olarak laboratuvarında çok farklı deneyler yapılmıştır. Bu deneyler kuru ve doymuş birim hacim ağırlığı, porozite, tek eksenli basınç dayanımı, kohezyon, içsel sürtünme açısı, P-dalga hızı, S-dalga hızı tayin deneyleridir. Ayrıca karotlar üzerinde yapılan ultrasonik hız ölçümlerinden yararlanarak kayaların bazı dinamik elastik parametreleri hesaplanmıştır. Kayanın hesaplanan dinamik mekanik özellikleri arasında Poisson oranı, dinamik elastisite modülü, dinamik kayma modülü ve dinamik sıkışabilirlik modülü bulunmaktadır. Bu özellikler deney ve hesap sonucu bulunduktan sonra, ölçülen yer titreşimi değerleri ile aralardan ilişkiler bulunup bulunmadığı araştırılmıştır. Ne varki sondajların çok önceden yapılmış olması ve karotların iyi muhafaza edilmemiş bulunması sonucunda bazı mekanik özellikler bilimsel şüphe davet edecek nitelikte bulunmuştur. Bu nedenle bu bildiride, ölçülmüş olan zemin titreşim değerleri ile oldukça iyi ilişki veren bazı fiziksel ve mekanik özellikler sunulmuştur (Çizelge 1).

Çizelge.1'de sunulan yaklaşım tüneli, ana hatta, güzergahın yaklaşık 7+800 Km'sinde bağlanmakta olup, Dutluk Kuyusu güzergahın 8+450 Km'sinde, Gazino Kuyusu ise 9+400 Km'sinde yer almaktadır. Diğer bir deyişle Çizelge.1'de yer alan fiziksel ve mekanik özelliklerin değerlerinin, güzergah sonuna doğru giderek düştüğü anlaşılmaktadır. Bir başka ifade ile kuru birim ağırlık, P ve S dalga hızları ve dinamik sıkışabilirlik modülü değerleri güzergah sonuna doğru azalmaktadır. Bu durumun kayaların güzergah sonuna doğru daha fazla bozmuş, ayrılmış (altère olmuş) olmasından kaynaklandığı değerlendirilmektedir.

Özetle ifade etmek gerekirse, güzergah sonuna doğru kayanın daha fazla topraklaştığı ve zayıflamış olduğu sonucu çıkarılmıştır. Bu durumun ölçülmüş olan titreşim değerleri ile ilişkileri bildirinin ilerideki bölümlerinde tartışılacaktır.

4 ARAŞTIRMA AMACI VE YÖNTEMİ

Ulus-Keçiören metro inşaatı kapsamında yürütülen; kuyu, yaklaşım tüneli, ana hat ve bağlantı tünellerinde ve müstemilatında patlayıcı madde kullanılarak yapılan patlatmaların yolaçtığı yer titreşimleri, müteahhit firma TÜRKERLER-LİMAK Adi Ortaklığı'na ait cihazla düzenli olarak ölçülmektedir. Araştırma ve danışmanlık çalışması süresince ayrıca ODTÜ'ye ait aletle ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Gerek ODTÜ'ye ve gerekse TÜRKERLER-LİMAK'a ait cihazlarla sürekli olarak zeminde, aralıklı olarak da bazı binalarda kaydedilen kayıtlar incelenmiş ve yorumlanmış, titreşimin çevresel etkilerinin neler olabileceği ve çevrede yapılarda doğrudan yada rezonans (Bilgin vd., 1999, Siskind vd., 1980) nedeni ile hasara yol açıp açmayacağı, çevrede yaşayanların huzurunu bozup bozmayacağı (Bilgin vd., 1998, 2005) tespit edilmiş; ölçümlerle denetlenmiş, gerekli öneriler yapılmıştır. Sondaj karotları üzerinde yapılan deneyler aracılığı ile kaya zemin özellikleri belirlenmiş ve bunların titreşim büyüklüğü ile ilişkileri araştırılmıştır.

Bilindiği gibi patlatma işlemi insan eliyle yaratılan çok küçük ölçekli (minyatür) bir deprem olarak kabul edilebilecek bir sismik olaydır. Bu nedenle kullanılan patlayıcı madde miktarına (titreşimin büyüklüğüne), sismik kaynak ile bundan etkilenmesi sözkonusu olabilecek yapı arasındaki mesafeye (sönümlenmeye), yapının yapım şekli ve malzeme özelliklerine, temellerinin layıkıyla yapıp yapılmadığına, binanın özyapısal periyodu ve frekansına, zemin özelliklerine, zeminde yolalan sismik dalgaların hakim frekansına ve daha pek çok unsura bağlı olarak yapılarda hasar yaratma potansiyel riski bulunmaktadır (Dowding, 1985, 1992, 1996). Önemli olan bu riski ortadan kaldıracak

usulle patlatma yapmaktır. Bu çalışmada bu riskin ne oranda var olduğu ve bu riski ortadan kaldırmak için güzergahın her kesiminde patlatma yapıp yapılamayacağı, patlatma yapılabilecek farklı

derinlikteki kesimlerde hangi usullerle ve gecikme başına ne kadar patlayıcı madde kullanılarak güvenli patlatma yapılabileceği incelenmiş ve öneriler sunulmuştur.

Çizelge 1. Güzergahın belirli bölümlerinde saptanan bazı fiziksel ve mekanik kaya özellikleri

ÇALIŞMA YERİ	İLERLEME YÖNÜ	Kuru Birim Ağırlık (g/cm ³)	P-dalgası ortalama hızı, V _p (m/s)	S-dalgası ortalama hızı, V _s (m/s)	Dinamik Sıkışabilirlik Modülü, kd (Gpa)
YAKLAŞIM TÜNELİ	KUYUBAŞI YÖNÜ	2,32	3623	1967	17,83
	DUTLUK YÖNÜ	2,32	2564	1472	15,80
DUTLUK KUYUSU	YAKLAŞIM YÖNÜ	2,11	2564	1472	4,67
	GAZİNO YÖNÜ	2,15	2736	1315	8,17
GAZİNO KUYUSU	DUTLUK YÖNÜ	2,11	2560	1496	7,69
	GAZİNO YÖNÜ	1,95	1727	913	2,96

15 Mayıs 2004 tarihi itibarıyla ODTÜ cihazı ile de titreşim ölçümlerine başlanmış olup aşağıdaki çalışmalar yürütülmüş bulunmaktadır:

- Uygulanmakta olan patlatma usulleri ve düzeni hakkında bilgi alınmış ve yerinde inceleme yapılmıştır. Yaklaşım tüneli ile Gazino Kuyusu arasındaki bölümde, 01/04/2004-30/09/2004 tarihleri arasında yapılan toplam 953 patlatmaya ilişkin titreşim ölçüm değerleri incelenip yorumlanmıştır. Titreşim hızları mm/s cinsinden, yanal (T), düşey (V), boyuna (R) bileşenler ile bunlar içinde en yüksek olanı (PPV, Peak Partical Velocity) ve bileşenlerin vektörel bileşkesi (VS, Vector Sum) açısından ayrı ayrı belirlenmiş ve incelenmiştir (Bilgin vd., 2004).
- Her patlatmada kg cinsinden aynı anda (gecikme başına) patlatılan patlayıcı miktarı (Q), metre cinsinden patlatma yeri ile sarsıntı ölçümü yapılan ve kayıt alınan yer arasındaki fiziksel uzaklık (L) kaydedilmiştir.
- Her bileşende ölçülen titreşim değeri, bunlar içinde en yüksek olanın değeri ve gecikme başına patlayıcı miktarı (Q) ile mesafe (L) değerleri kullanılarak ondalık tabanlı logaritmik grafikler çizilmiş ve zeminde ilerleyen sismik dalgaların yayılma kuralı, gözleme dayalı olarak bulunmuştur. Hasar oluşup oluşmayacağı hususu, en yüksek parçacık hızı gözönüne alınarak değerlendirilmiştir.
- Sunulmuş olan metro inşaat projesi, profilleri, ön jeolojik – jeoteknik etüd raporu ve diğer belgeden yararlanılmıştır. Güzergahın patlatma yapılan kesimi boyunca tünel tavanı ile binaların temel üst kotu arasında kalan mesafeler hesaplanmıştır. Bu mesafeler dikkate alınarak binalarda hasar yaratmamak için gecikme başına güvenli patlatılabilecek patlayıcı miktarları hesaplanmış ve önerilmiştir (Bilgin vd., 2004).
- İşin yürütümü sırasında kaydedilen titreşim değerleri göz önüne alınarak gerekli uyarılar günü gününe yapılmış, patlayıcı maddenin azaltılması

- ve böylece hasar riskinin tümtüyle ortadan kaldırılması yanısıra, insanların duyabileceği rahatsızlıkların en aza indirilmesi için yeni patlatma düzenleri geliştirilmiş ve yüklenici firmaya önerilmiştir. Bu önerilerin yerine getirildiği memnuniyetle görülmüştür.
- Doğal veya yapay her sismik olayda dalga ile binanın etkileşimi söz konusudur (Bilgin vd., 1999, 2000, Svinkin, 2003). Bu nedenle güzergah üzerinde yer alan binaların tümü gözden geçirilmiş, özellikli bulunan bazı binalar seçilerek bunların doğal periyot ve frekansları hesaplanmıştır. Böylece bu binaların maruz kaldıkları sismik etki karşısında gösterecekleri tepki ve hasar riskleri belirlenmeye çalışılmıştır.
- Temel sondajları sandıklarından karot örnekleri alınarak bunlar üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır.
- Çalışmanın yapıldığı tarihte izin verilebilir titreşim hızı üst sınır değerlerini veren herhangi bir yönetmelik Türkiye’de yürürlükte bulunmadığından değerlendirmeler başta ABD Tüzüğü olmak üzere farklı ülke tüzüklerine göre yapılmıştır (Siskind vd., 1980, Siskind, 2000).

5 ÖLÇÜLEN TİTREŞİM DEĞERLERİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Bina zeminlerinde ölçülen yer titreşimi değerlerinin tümünü burada vermek olanaklı olmadığından titreşimlerin en yüksek bileşen hızı ve vektörel bileşke hızı özeti çıkarılmış ve güzergahın farklı bölümleri için Çizelge 2’de sunulmuştur.

Çizelge 2 incelendiğinde en büyük bileşen hızı ve vektörel bileşke hızının Gazino Kuyusundan Gazino yönünde açılan tünellerde ölçülmüş olduğu görülmektedir. En büyük bileşen hızının en yüksek değeri 31,4 mm/s, vektörel bileşke hızın en yüksek değeri ise 35,8 mm/s olarak kaydedilmiştir. Bunda tünel üst kotu ile yeryüzü arasındaki mesafenin az olmasının etkisi vardır. Kaya zemin özelliklerinin etkisi ise bir sonraki bölümde tartışılacaktır. Çalışma

sırasında ilk alınan sonuçlara göre patlatma paternine hemen müdahale edilerek yeni paternler önerilmiş, ayrıca gecikme başına patlayıcı miktarı önce 1,2 kg'a, daha sonra 0,9 ve 0,6 kg'lara düşürülmüştür. Böyle olduğu halde ABD tüzüğünde

izin verilen 31.75 mm/s değerine çok yakın 31.4 mm/s değeri ölçülmüştür. Bu duruma göre patlatmalar ABD tüzüğüne (Siskind, 2000) ve İsveç standartına (Olofsson, 1991) uygundur.

Çizelge 2. Bina zemininde ölçülen titreşimlerin en yüksek bileşen hızı ve vektörel bileşke hızı (Bilgin vd., 2004)

ÇALIŞMA YERİ	İLERLEME YÖNÜ	ZEMİNDE ÖLÇÜLEN TİTREŞİM HIZI DEĞERLERİ					
		VEKTÖREL BİLEŞKE TİTREŞİM HIZI (mm/s)			EN BÜYÜK BİLEŞEN TİTREŞİM HIZI (mm/s)		
		En Düşük	En Yüksek	Ortalama	En Düşük	En Yüksek	Ortalama
YAKLAŞIM TUNELİ	KUYUBAŞI YÖNÜ	0,50	14,60	2,68	0,50	13,71	2,55
	DUTLUK YÖNÜ	0,38	12,19	3,49	0,38	11,43	3,06
DUTLUK KUYUSU	YAKLAŞIM YÖNÜ	0,50	19,30	4,17	0,38	15,74	3,88
	GAZİNO YÖNÜ	0,25	14,35	4,00	0,25	10,79	3,51
GAZİNO KUYUSU	DUTLUK YÖNÜ	0,38	17,70	4,84	0,50	15,74	4,45
	GAZİNO YÖNÜ	0,38	35,80	10,75	0,38	31,40	9,43

En büyük bileşen hızında ikinci derecede yüksek değerler Gazino Kuyusu-Dutluk yönünde (15.74 ile 11.68 mm/s arasında), güzergaha dik seçilen Gazino Kuyusu-Aksaray Apt. yönünde (16.25-12.19 mm/s arasında) ve Dutluk Kuyusu-Yaklaşım yönünde (16.7-13.97 mm/s arasında) kayıt edilmiştir. Buralarda kayıt edilen değerler ABD ve İsveç standartlarında izin verilen değerlerin yarısı kadar olup uluslararası standartlara uygundur.

En büyük bileşen hızında üçüncü derecede yüksek değerler Dutluk Kuyusu-Gazino yönünde (10.79 ile 9.65 mm/s arasında), Yaklaşım tüneline Dutluk yönünde (11.43 ile 8.12 mm/s arasında) ve Yaklaşım tüneline Kuyubaşı yönünde (13.71 ile 6.09 mm/s arasında) ölçülmüştür. Bu değerler de uluslararası standartlara uygundur.

Özetlemek gerekirse, araştırma ve danışmanlık çalışması dönemi sonuna kadar ölçülen sarsıntı değerleri, binalarda eşik hasar (kılcal çatlak dahi) yaratmamıştır (Bilgin vd., 2004). Ancak Gazino İstasyonu bölgesi, Kuyubaşı Mecidiye arasında zemin kalınlığının az olduğu bölümler gibi güzergahın bazı bölümlerinde hasar başlangıcı (kılcal çatlak yaratma) riski bulunmaktadır. Bu nedenle azami dikkat gösterilerek, önerilen patlatma paternlerinden uygun olanı kullanılarak ve gecikme başına önerilen dinamit miktarlarına sadık kalınarak patlatma yapılması, ayrıca ölçüm yapılarak patlatmaların denetlenmesine devam edilmesi önerilmiştir. Ayrıca özellikle kesme bölgesi deliklerinde 25 ms gecikme süresi verilmesi önerisine uyulmalıdır.

Ülkemizde izin verilebilir titreşim üst sınır değerlerini belirleyen bir yönetmelik ilk kez 01 Temmuz 2005 tarihinde 25862 sayılı Resmi Gazetede yayınlanarak yürürlüğe konulmuş bulunmaktadır. Türk yönetmeliği "Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi

Yönetmeliği" (ÇGDYY) başlığını taşımaktadır. ÇGDYY Madde.29'da çevresel titreşim esas ve kriterleri belirtilmiş olup, sözkonusu Madde.29 aşağıda tırnak içinde aynen verilmiştir.

"Yerleşim alanlarında çevresel kaynaklar için titreşim kriterleri

Madde 29 — Çeşitli titreşim kaynaklarının neden olacağı çevresel titreşimin kontrol altına alınmasına ilişkin esaslar aşağıda belirtilmiştir:

- Maden ve taş ocakları ile benzeri faaliyette bulunulan alanlardaki patlamaların çevredeki yapılara zarar vermemesi için, en yakındaki yapının dışında, zeminde ölçülecek titreşim düzeyi Tablo-9 da verilen değerleri geçemez. Ölçümler üç yönde yapılır ve bunlardan en yüksek olanı alınır. Titreşimler 1/3 oktav bantlarında tepe değeri olarak ölçülür.

Tablo 9. Maden ve Taş Ocakları ile Benzeri Alanlarda Patlama Nedeniyle Oluşacak Titreşimlerin En Yakın Yapının Dışında Yaratacağı Zemin Titreşimlerinin İzin Verilen En Yüksek Değerleri

Titreşim Frekansı (Hz)	İzin Verilen En Yüksek Titreşim Hızı (Tepe Değeri-mm/s)
1	5
4-10	19
30-100	50

(1 Hz- 4 Hz arasında 5 mm/ s'den 19 mm/s'ye; 10 Hz- 30 Hz arasında 19 mm/s'den 50 mm/s'ye , logaritmik çizilen grafikte doğrusal olarak yükselmektedir)"

Güzergah üzerinde yeralan binalardan tipik örnek teşkil eden 96 adeti seçilmiş ve bunların doğal periyot ve frekansları hesaplanmıştır. Buna göre binaların % 79'unun doğal frekansları 20 Hz'den küçüktür. Diğer taraftan zeminde yolalan sismik dalgaların hakim frekansları da hesaplanmıştır.

Zeminde yolalan sismik dalgaların hakim frekansları ise bölüm bölüm değişmekle birlikte, patlatma yerine yakın mesafelerde, genellikle (% 87 ile % 92 arasında değişen oranda) 20 Hz ve çoklukla 30 Hz üzerindedir. Hakim frekansın 20 Hz'in altına düştüğü durumlarda sarsıntı hızının genellikle 5 mm/s'den düşük olduğu saptanmıştır. Bu durum hasar riskini çok azaltmaktadır. Hasar riskini tümüyle ortadan kaldırmak ve sonradan yürürlüğe giren Türkiye Tüzüğüne de uygunluk sağlamak için 25-30 m mesafe içinde ölçülen sarsıntı hızının 15 mm/s değerini aşmamasına gayret edilmesinin yerinde olacağı kanısına ulaşılmıştır. Frekansa ilişkin bir başka bulgu ise patlatma yerinden uzaklaşıldıkça sismik dalga frekansının düştüğüdür. Özellikle patlatmadan 50 m veya daha uzakta bulunan bina temellerine ulaşan sismik dalganın frekansı düşmektedir. Bu durum hasar riskini akla

getirmektedir. Ne varki bu uzaklığa ulaşabilen dalgaların genliğinin de düşmüş (sismik dalganın sönümlenmiş, sarsıntı hızının azalmış) olması sebebiyle hasar riski düşmektedir. Mevcut patlatma uygulamasına ve değerlendirmelere göre hasar riski az da olsa (% 5 oranında) vardır. Bu risk ise üstlenilebilir bir risk olmakla birlikte, riskin tamamen giderilmesi için yapılan önerilere uyulması gerekli görülmektedir (Bilgin vd., 2004).

Zemin kalınlığını ve zemin özelliklerini (sismik dalga yayılım formülünü) dikkate alarak tünellerin her biri için binaların sıvalarında kılcal çatlak dahi yaratmamak amacıyla gecikme başına izin verilebilir güvenli patlayıcı miktarları hesaplanmıştır. Bir örnek çizelge Gazino kuyusu-gazino yönü tüneli için Çizelge 3'te sunulmuştur. Bu güzergahta tünel üst kotu ile yeryüzü arasındaki mesafeler 18,75 m ile 30,44 m arasında değişmektedir.

Çizelge 3. Gazino kuyusu-gazino yönü tüneline kaya zemin kalınlığı dikkate alınarak ve sismik dalga hakim frekansının 4-10 Hz arasında değişebileceği varsayımı için hesaplanan gecikme başına güvenli patlayıcı miktarları

MESAFE	PATLAYICI MİKTARI (kg)				
	0,3 kg	0,45 kg	0,6 kg	0,9 kg	1,2 kg
10 m	42,94 mm/s	62,86 mm/s	82,38 mm/s	120,60 mm/s	158,05 mm/s
13,5 m	24,42 mm/s	35,76 mm/s	46,86 mm/s	68,60 mm/s	89,90 mm/s
15 m	20,04 mm/s	29,33 mm/s	38,44 mm/s	56,27 mm/s	73,75 mm/s
16 m	17,75 mm/s	25,98 mm/s	34,05 mm/s	49,84 mm/s	65,32 mm/s
17,35 m	15,24 mm/s	22,31 mm/s	29,24 mm/s	42,80 mm/s	56,09 mm/s
19 m	12,85 mm/s	18,81 mm/s	24,65 mm/s	36,08 mm/s	47,29 mm/s
20 m	11,67 mm/s	17,08 mm/s	22,38 mm/s	32,77 mm/s	42,94 mm/s
21 m	10,64 mm/s	15,58 mm/s	20,42 mm/s	29,89 mm/s	39,18 mm/s
23 m	8,97 mm/s	13,13 mm/s	17,21 mm/s	25,19 mm/s	33,02 mm/s
24 m	8,28 mm/s	12,12 mm/s	15,89 mm/s	23,26 mm/s	30,48 mm/s
28 m	6,20 mm/s	9,07 mm/s	11,89 mm/s	17,41 mm/s	22,81 mm/s

6 KAYA ÖZELLİKLERİNİN ÖLÇÜLMÜŞ TİTREŞİM DEĞERLERİ İLE İLİŞKİSİ

Ölçülmüş olan en yüksek bileşen titreşim hızlarının kaya zemin özellikleri ile nasıl değiştiği konusu da irdelenmiştir. Buna olanak sağlamak üzere Çizelge 4 oluşturulmuştur. Bu çizelge incelendiğinde Yaklaşım Tünelinden (Km 7+800'den) hat sonu olan Gazino tüneli (Km 9+698'e) sonuna doğru güzergah boyunca kaya malzeme özelliklerinde düşüşler gözlenmektedir. Örneğin Yaklaşım Tüneli civarında birim hacim ağırlığı ortalama değeri 2,32 g/cm³ iken hat sonunda bu değer 1,95 g/cm³'e düşmektedir. Diğer taraftan ultrasonik P-dalga hızı Yaklaşım Tüneli civarında alınan karotlarda ortalama olarak 3623 m/s ölçülmüş iken, bu değer hat sonunda 1727 m/s ortalama değerine düşmektedir. Benzer şekilde ultrasonik S-dalga hızı Yaklaşım Tüneli civarında alınan karotlarda ortalama olarak 1967 m/s ölçülmüş iken, bu değer hat sonunda 913 m/s ortalama değerine düşmektedir. Ultrasonik hız değerleri kullanılarak hesaplanmış bulunan dinamik

sıkışabilirlik modülü Yaklaşım Tüneli civarında 17,83 Gpa değerine sahip iken hat sonunda 2,96 Gpa olarak hesaplanmıştır. Bu verilere göre Km 7+800'den hat sonu Km 9+698'e gidildikçe kaya malzemesinin zayıfladığı anlaşılmaktadır. Bu durumun kayanın daha fazla ayrışıp bozunması, diğer bir deyişle kil veya topraklaşma oranındaki artıştan kaynaklandığı değerlendirilmektedir.

Öte yandan ölçülen titreşim değerlerine bakıldığında Yaklaşım Tünelinden hat sonuna doğru ölçülen en büyük titreşim değerlerinde artış olduğu saptanmıştır. Bu durum kaya malzemesi daha sağlam olduğunda sönümlenmenin daha hızlı gerçekleştiğini, aksine kaya malzemesi daha zayıf olduğunda ise sönümlenmenin daha yavaş gerçekleştiğini göstermektedir. Bir başka deyişle kaya malzemesi özellikleri ile yer titreşimi arasında ters orantılı bir ilişki olduğu görülmüştür.

Çizelge 4. Kaya özellikleri ile ölçülen titreşimlerin karşılaştırılması

ÇALIŞMA YERİ	İLERLEME YÖNÜ	Birim Ağırlık (g/cm ³)	P-dalgası Hızı, V _p (m/s)	S-dalgası Hızı, V _s (m/s)	Dinamik Sıkışabilirlik Modülü, K _d (Gpa)	ÖLÇÜLEN BİLEŞEN TİTREŞİM HIZLARI		
						En Düşük (mm/s)	En Yüksek (mm/s)	Ortalama (mm/s)
YAKLAŞIM TUNELİ	KUYUBAŞI YÖNÜ	2,32	3623	1967	17,83	0,50	13,71	2,55
	DUTLUK YÖNÜ	2,32	2564	1472	15,80	0,38	11,43	3,06
DUTLUK KUYUSU	YAKLAŞIM YÖNÜ	2,11	2564	1472	4,67	0,38	15,74	3,88
	GAZİNO YÖNÜ	2,15	2736	1315	8,17	0,25	10,79	3,51
GAZİNO KUYUSU	DUTLUK YÖNÜ	2,11	2560	1496	7,69	0,50	15,74	4,45
	GAZİNO YÖNÜ	1,95	1727	913	2,96	0,38	31,40	9,43

7 SONUÇLAR

Araştırma kapsamında gerçekleştirilen titreşim ölçüm değerleri ve laboratuvarda yapılan deneylerle saptanmış kaya malzeme özellikleri dikkate alındığında ulaşılan başlıca sonuç ve öneriler aşağıda sunulmuştur.

- Ulus-Keçiören metro güzergahında Km 7+800'den hat sonu Km 9+698'e gidildikçe kaya malzemesi zayıflamaktadır.
- Ulus-Keçiören metro güzergahında Km 7+800'den hat sonu Km 9+698'e gidildikçe ölçülen yer titreşimi büyüklüklerinde artış olduğu saptanmıştır.
- Bu duruma göre kaya malzemesi özelliği ile titreşim büyüklüğü arasında ters orantılı bir ilişki bulunmaktadır.
- Bu durum sağlam kayada sismik dalgaların çabuk sönmüldüğünü göstermektedir.
- Benzer biçimde zayıf kayada sismik dalgalar gücünden fazla kaybetmeden ilerleyebilmektedir.
- Mekanik açıdan düşünüldüğünde zeminde yol alan sismik dalganın içinde yol aldığı kayayı deformasyona uğrattığı, kayanın sağlam olması durumunda kaya üzerinde yer değişim yaratmak için daha fazla enerji harcadığı, bu nedenle kendi gücünden kaybettiği ve ölçülen titreşim değerinde düşüş ile sonuçlandığı kanaatına ulaşılmıştır.
- Benzer çalışmaların başka yerlerde de tekrarlanması ve daha farklı türde ve sayıda kaya örnekleri ile malzeme özelliklerinin tayini, böylece geniş bir veri bankası oluşturulmasının yararlı olacağı düşünülmekte ve tarafımızca önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Bilgin, H.A., Kılıç, M., İnal, H.S. ve Büyükyıldırım, K., 2004, Keçiören Metrosu Patlatma Risk Etüdü Risk Sonuç Raporu, Proje Kod No: 04-03-05-2-00-03, ODTÜ, Ankara, 87 sayfa.
- Bilgin, H.A., İnal, H.S. ve Büyükyıldırım, K., 2005, Bİİ Orhaneli İşletmesi Gümüştü Köyü Patlatma Risk Etüdü, Proje Kod No: 05-03-05-2-00-08, ODTÜ, Ankara, 86 sayfa.
- Bilgin, H.A., Esen, S. ve Kılıç, M., 1998, TKİ Çan Linyit İşletmesinde Patlatmaların Yol Açtığı Çevre Sorunlarının Giderilmesi İçin Araştırma, Proje Kod No: 97-03-05-01-08, ODTÜ, Ankara, 100 sayfa.
- Bilgin, H.A., Esen, S. ve Kılıç, M., 1999, Patlatma Kaynaklı Yer Sarsıntılarının Binalar Üzerindeki Etkisi ve Büyütme Faktörünün Önemi, Türkiye 16. Madencilik Kongresi, Ankara, s. 25-32.
- Bilgin, H.A., Esen, S., Kılıç, M. ve Aldaş, G.G.U., 2000, Yeniköy Linyit İşletmesi'nde Patlatma Kaynaklı Yer Sarsıntılarının İncelenmesi, 4. Delme ve Patlatma Sempozyumu, Ankara, s. 147-158.
- Dowding, C.H., 1985, Blast Vibration Monitoring and Control, Prentice-Hall, 297 pages.
- Dowding, C.H., 1992, Monitoring and Control of Blast Effects, SME Mining Engineering Handbook, pp. 746-760.
- Dowding, C.H., 1996, Construction Vibrations, Prentice Hall, Upper Saddle River, 598 pages.
- Olofsson, S.O., 1991, Applied Explosives Technology for Construction and Mining, Applax, Arla, Sweden, 304 pages.
- Siskind, D. E., Stagg, M.S., Kopp, J.W., Dowding, C.H., 1980, Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration From Surface Mine Blasting, RI 8507, United States Department of the Interior, 75 pages.
- Siskind, D.E., 2000, Vibrations From Blasting, International Society of Explosives Engineers, 120 pages.
- Svinkin, M., 2003, "Drawbacks of Blast Vibration Regulations", 29th Annual Conference on Explosives and Blasting Technique, Vol.2, ISEE, Cleveland, Ohio, USA.
- Yüksel Proje Uluslararası A.Ş., 2003a, ULUS-KEÇİÖREN Metro Güzergahı Jeolojik Plan Profili.
- Yüksel Proje Uluslararası A.Ş., 2003b, ULUS-KEÇİÖREN Metrosu Ön Jeolojik – Jeoteknik Etüt Raporu, 320 sayfa.

Strengths and deformation behaviour of coal mine rocks

J.M. Kate

Civil Engineering Department, Indian Institute of Technology Delhi, New Delhi – 110016, India

C.S. Gokhale

Department of Civil Engineering, Govt. College of Engineering, Farmagudi-Ponda, Goa-403401, India

ABSTRACT: The article presents the results of experimental studies conducted to understand the influence of moisture on strengths and deformation behaviour of sandstone and shales procured from coal mine sites. The uniaxial compressive strength tests have been carried out on rock specimens during which, both the axial and diametral strains were recorded until failure and the tangent modulus of elasticity and Poisson's ratio have been obtained. Further, the rock specimens were tested for their point load strength indices, Brazilian tensile strengths and punching shear strengths. All the tests have been conducted on these rocks at different degree of saturation. The results are presented and discussed in the light of their engineering applications.

1 INTRODUCTION

Strengths and deformation characteristics of rocks are most essential parameters required for the analysis and design of structures such as rockfill dams, tunnels, hydroelectric power stations, mine pillars, etc. For this matter, various strengths namely uniaxial compressive strength, point load index (axial and diametral), Brazilian tensile strength and punching shear strength are of prime concern to the design engineers. It is well established fact, that the moisture present in rock invariably leads to progressive weakening of structures/works at civil and mining engineering project sites.

In view of the above, herein experimental studies have been conducted to understand the strengths and deformation behaviour of rocks at different degree of saturation. The shales and sandstones are the rocks of common occurrence at the site of coal mines and coal fields. Thus, the rocks chosen for present study are shales and a sandstone procured from coal mine sites in central India. The mineralogical and chemical compositions, physical properties and non-destructive test characteristics such as Schmidt rebound number, elastic wave velocities (compressional wave and shear wave), and electrical resistivity of all these rocks have been determined.

These rocks are tested to obtain their uniaxial compressive strength, point load strength indices, Brazilian tensile strength and punching shear strengths under different moisture conditions from completely dry to fully saturated. The tangent modulus of elasticity and Poisson's ratio have been determined in uniaxial compressive strength tests.

2 EFFECT OF MOISTURE ON STRENGTHS

A number of investigators through experimental study have demonstrated the influence of moisture present on strengths and deformation behaviour of sandstones and shales. The influence of degree of saturation (S_r) on the strengths of sandstones has been studied by Kate & Gokhale (1998). They observed the changes in uniaxial compressive strength (σ_c), point load strength index (diametral, I_{sd50} and axial, I_{sa50}), Brazilian tensile strength (σ_{tb}) and punching shear strength (τ_p) of sandstones at degree of saturations of 0%, 35%, 70% and 100%. They reported significant reduction in all these strengths with increasing degree of saturation and attributed this predominantly to influence of moisture on dilution of quality of cementing material. The studies conducted by Kate & Shapak

(1995) on sandstones of Himalayan region showed 15% to 50% reduction in σ_c on full saturation.

Hawkins & McConnell (1992) studied thirty five different sandstones having porosity from 2% to 38%, and reported 5% to 59% decrease in σ_c due to full saturation. The corresponding loss in tangent modulus of elasticity (E_{t50}) was observed between 2% to 70%. Dobereiner et al. (1990) observed the variation of σ_c and modulus of elasticity with varying moisture content for sandstone and reported larger reduction in σ_c initially at low moisture contents (in most cases below 1%). For coal field sandstones Deshmukh & Gokhale (1989, 1990) reported decrease in σ_c , σ_{t1b} and I_{sd50} with increase in moisture contents. Rao et al. (1987) noticed 75% to 300% increase in Poisson's ratio (ν) for sandstones on full saturation.

Van Eeckhout (1976) studied the effect of varying moisture (in terms of relative humidity) on strength reduction in three modes of failure (uniaxial compression, Brazilian tensile and three point bending) on coal mine shales. He observed the reduction in strength with increase in relative humidity in all three modes of failure. He attributed reduction in strength due to ingress of moisture to various phenomena such as fracture energy reduction, capillary tension, pore pressure changes, reduction in coefficient of friction, etc.

3 EXPERIMENTAL PROGRAM

The rocks studied, specimen preparation, experimental set-up used and the procedure adopted to determine various strengths, strength indices and deformation behaviour are briefly described in the following sections.

3.1 Rocks and specimen preparation

In this investigation, the rocks studied are one sandstone and two shales collected in the form of medium size blocks from locations at Dudichua-Sonebhadra and Kotma-Shahdol coal mines in the central part of India. In the text, for brevity, these rocks are referred after the locations where from procured. The nomenclatures adopted to refer these rocks in the text are DSSS for Dudichua-Sonebhadra sandstone, KSSH for Kotma-Shahdol shale and DSSH for Dudichua-Sonebhadra shale. From these rock blocks cores of 38 mm diameter were drilled. The cores were cut and finished conforming to tolerances as per ISRM (Brown, 1981) to obtain length to diameter ratios of 2.0, 1.4, 1.0, 0.5 and

0.25 for uniaxial compression, diametral point load, axial point load, Brazilian tensile and punch shear strengths tests respectively.

3.1.1 Physical and other properties

The results of chemical analysis along with certain physical and non-destructive tests conducted on these rocks are given in Table 1. The chemical composition shows that all rocks predominantly contains SiO_2 . The physical properties given in Table 1 indicate that, all three rocks are highly porous having effective porosity within range of 12.01% to 15.47%. The ratio of open to closed voids i.e. ratio of effective to total porosity is lowest for DSSH being 57%, highest for DSSS being 73% and for KSSH it is 65%. The values of compressional and shear wave velocities, Schmidt rebound number and electrical resistivity of these rocks under fully dry and saturated conditions are also reported in Table 1.

Table 1. Chemical composition and properties of rocks

Item	DSSS	KSSH	DSSH
(i) Chemical composition (%)			
SiO_2	52.10	45.22	65.10
Al_2O_3	33.16	17.29	18.29
Fe_2O_3	1.70	2.13	2.27
TiO_2	0.48	-	-
CaO	0.28	0.84	0.84
MgO	trace	0.40	0.60
*LOI	11.52	32.84	11.56
Others	0.76	1.28	1.34
(ii) Physical properties			
Specific gravity	2.78	2.56	2.66
Unit weight (kN/m^3)			
Dry	21.62	19.16	20.59
Saturated	23.01	20.52	22.17
Porosity (%)			
Total	20.71	23.69	21.11
Effective	15.22	15.47	12.01
Water absorption (%)	6.46	7.15	7.71
(iii) Non-destructive tests			
Schmidt rebound number			
Dry	24	28	21
Saturated	20	20	18
Compressional wave velocity (km/s)			
Dry	1.66	1.03	1.66
Saturated	2.01	1.10	1.80
Shear wave velocity (km/s)			
Dry	1.01	0.52	0.91
Saturated	0.96	0.49	0.81
Electrical resistivity (Ohm.m)			
Dry ($\times 10^7$)	1.8	2.9	2.2
Saturated ($\times 10^2$)	1.41	6.8	4.6

* Loss on Ignition

3.1.2 Mineralogical composition

Typical x-ray diffractograms of these rocks are illustrated in Figure 1. On the basis of the study of scanning electron micrographs, x-ray diffractograms and petrographical microscopy of thin sections, the following observations pertaining to these rocks are made (Kate & Gokhale, 2006).

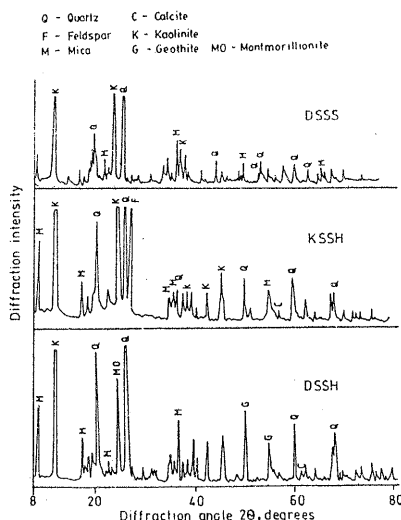


Figure 1. Typical x-ray diffractograms of sandstone (DSSS) and shales (KSSH & DSSH).

Dudichua-Sonebhadra sandstone: This dull white coloured sandstone with some black fine speckled contains very coarse, rounded angular, poorly sorted sand grains. The cementing material is observed to be argillaceous in nature. The clay matrix present in high proportion mostly contains kaolinite. The rock contains around 40% quartz and 50% kaolinite. The presence of mica and feldspar has also been noticed in this rock. The separated grains and frequently floating contact between grains leads to high porosity. A few of the grains are observed in the broken state.

Kotma-Shahdol shale: This dark black coloured fine-grained shale contains clay, organic matter and quartz. It contains around 35% quartz and 50% clays. The presence of siliceous matrix and earthen opaque minerals has been noticed in this shale.

Dudichua-Sonebhadra shale: This slaty-blackish coloured fine-grained rock has moderate to close packing of grains. It mainly contains clay minerals, quartz and organic matter. The alteration of mica and highly altered siliceous material has been

noticed in this rock. This shale which shows traces of opaque minerals contain around 45% quartz and 50% clays.

3.2 Tests conducted

All the strengths and strength indices tests have been conducted following the procedure by ISRM suggested methods (Brown, 1981) unless otherwise mentioned. The uniaxial compressive strength tests have been conducted at moisture contents corresponding to degree of saturation of 0%, 35%, 70% and 100% on sandstone. Whereas, both shales are tested only at completely dry and fully saturated conditions. The desired degrees of saturation of the specimens have been achieved adopting the procedure by Kate & Gokhale (1998). The uniaxial compressive strength tests have been conducted on 50 tonne capacity loading frame, which facilitated application of axial compressive load at constant rate of loading. During these tests, both the axial and diametral strains were recorded (using digital strain indicator) until the failure of rock specimen.

The Brazilian tests and point load strength index (both the axial as well as diametral) tests were conducted on completely dry and fully saturated specimens of these rocks. The punching shear strength tests have been conducted on fully dry and saturated specimens using a specially designed and fabricated device (Kate, 1993). The failure patterns of the specimens for all the strength tests have been studied.

4. RESULTS AND DISCUSSION

4.1 Strength indices

The diametral point load strength index, axial point load strength index, Brazilian tensile strength and punch shear strength for dry and fully saturated specimens of these rocks are reported in Table 2. The data indicate that there is significant reduction in all the above strengths on full saturation of these shales and sandstone. The reductions in strength indices experienced by these rocks are also given in Table 2. It is seen that, the maximum reduction in all these strength indices is exhibited by DSSH, followed by KSSH and the least by DSSS. Kate and Gokhale (1998) attributed such reduction in strength indices of rocks on full saturation to the influence of moisture on the cementing material. In the present study, the sandstone contains argillaceous cementing matrix, whereas it is siliceous type in shales. The effect of moisture present is more pronounced in reducing I_{sa50} as compared to I_{sd50} in sandstone, whereas in shales it is practically same. This may be

attributed mainly to the anisotropy as a result of bedding planes in sandstone (Gokhale, 1999).

Table 2. Strength indices of sandstone and shales

Strength Index		DSSS	KSSH	DSSH
I_{sd50} (MPa)	Dry	0.74	1.57	2.06
	Saturated	0.33	0.54	0.59
	Reduction (%)	55.40	65.60	71.35
I_{sa50} (MPa)	Dry	0.96	2.38	2.24
	Saturated	0.39	0.85	0.68
	Reduction (%)	59.37	64.28	69.64
(MPa)	Dry	1.44	2.91	3.81
	Saturated	0.59	1.18	1.06
	Reduction (%)	59.03	59.45	72.18
τ_p (MPa)	Dry	2.65	7.46	6.91
	Saturated	1.28	2.80	2.13
	Reduction (%)	51.70	62.47	69.18

The failure patterns in Brazilian tensile strength tests exhibited by all these rocks in dry and saturated conditions are diametrically splitting of specimens i.e. valid failure patterns. Similarly, all the rocks in punching shear tests exhibited failures as central punched portion with radial cracks extending outwards. This indicates more or less no visible influence of moisture on failure patterns of rock specimens in these tests.

4.2 Uniaxial compressive strength

The average values of uniaxial compressive strength along with other characteristics at different degree of saturation for these rocks are reported in Table 3. The data in general show considerable influence of presence of moisture on σ_c values of all the rocks. The reductions in σ_c experienced from completely dry to full saturation are around 47%, 34% and 49% by DSSS, KSSH and DSSH respectively. The sandstone DSSS, for which σ_c have been determined under partly saturated conditions show maximum reduction of the order of 30% in σ_c just with initial moisture rise from dry state to S_r of 35%.

The failure patterns noticed during uniaxial compressive strength tests on completely dry rocks are different for sandstone and shales. The sandstone DSSS show slightly inclined (to vertical) cracks at failure while KSSH and DSSH both exhibit failure due to multiple fracturing of specimens. The failure patterns exhibited by DSSS with increasing degree of saturation are, inclined cracks accompanied with other minor cracks at S_r of 35%, major inclined

cracks at S_r of 70% and at S_r of 100% the specimens show multiple fracturing consisting of large number of randomly oriented cracks with bulging. Fully saturated shales at failure exhibit bulging along with minor cracks all around the specimens.

4.3 Stress-strain response

The typical stress-strain curves for DSSS under uniaxial compression at different S_r , viz. 0%, 35%, 70% and 100% are illustrated in Figure 2. In general, the stress versus axial strain curves initially show concavity upwards (due to closure of micro cracks/voids) followed by nearly linear portion indicating elastic response within this range.

The curves further show increasing non-linearity with convexity upwards (in-elastic yielding) as failure approaches. The close examination of these curves indicates that the presence of moisture increases the initial as well final non-linearity of the stress-axial strain curves. The rate of change of diametral strain continuously increases with increasing stress until failure. Beyond half the failure stress larger lateral deformation takes place. The effect of moisture is observed to be more pronounced at diametral strain changes compared to axial strains. The stress-strain response of KSSH and DSSH is observed to be qualitatively more or less similar.

The values of elastic constants i.e. tangent modulus of elasticity (E_{t50}) and Poisson's ratio (ν) determined at 50% of failure stress from stress-strain curves along with axial failure strain (ϵ_{af}) and diametral failure strain (ϵ_{df}) at different S_r are given in Table 3. It is interesting to note for all the rocks that E_{t50} decreases with increasing degree of saturation, whereas ν increases with saturation. The reductions in E_{t50} on full saturation are around 49%, 44% and 29% for DSSS, KSSH and DSSH respectively. The percentage increase in ν on full saturation is around 55, 40 and 19 respectively for DSSS, KSSH and DSSH.

On Deere and Miller classification chart (Deere, 1968) all the three rocks in completely dry and fully saturated conditions fall in a category of EL i.e. very low strength and low modulus ratio.

5 APPLICATIONS

The alarming magnitude of reductions in rock strengths due to moisture changes noticed in the present study, give a word of caution to engineers dealing with projects under such field conditions. At

the field site (surface or subsurface zone) where the changes/ fluctuations in moisture conditions are likely to occur, the resulting reduction in rock strengths will lead to progressive weakening of rock strata and subsequently failure. For the engineers especially dealing with work/design of underground construction, excavations, mining operations, etc. it become imperative to make thorough investigation

and assessment of such zones of moisture changes, source and quantity of water. This needs to be assessed in relation to the characteristics of rocks at the locations of proposed work. Accordingly, the engineers concerned can adopt suitable (precautionary/remedial) measures to improve overall performance of rocks well ahead of the progressing work at the site.

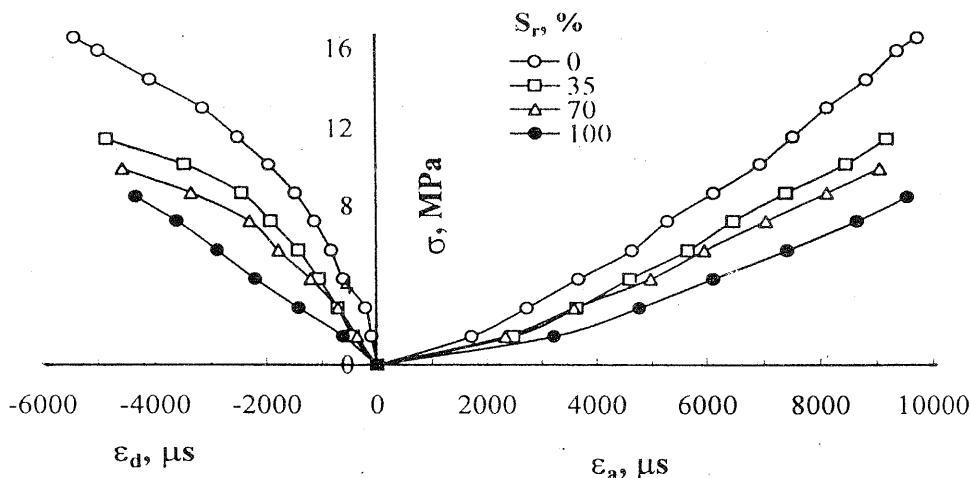


Figure 2. Typical stress-strain curves for DSSS at different degree of saturation

Table 3. Strength and deformation of sandstone and shales

Property	Degree of saturation (%)			
	00	35	70	100
Dudichua-Sonebhadra Sandstone (DSSS)				
σ_c (MPa)	15.71	11.02	9.91	8.35
E_{50} (GPa)	2.10	1.61	1.28	1.08
ν	0.22	0.24	0.29	0.34
ϵ_{af} (%)	0.97	0.92	0.91	0.95
ϵ_{df} (%)	0.54	0.48	0.46	0.43
Kotma-Shahdol Shale (KSSH)				
σ_c (MPa)	22.90	-	-	15.11
E_{50} (GPa)	1.54	-	-	0.86
ν	0.30	-	-	0.42
ϵ_{af} (%)	2.32	-	-	2.10
ϵ_{df} (%)	1.65	-	-	1.33
Dudichua-Sonebhadra Shale (DSSH)				
σ_c (MPa)	20.66	-	-	10.60
E_{50} (GPa)	1.74	-	-	1.23
ν	0.31	-	-	0.37
ϵ_{af} (%)	1.53	-	-	1.32
ϵ_{df} (%)	0.92	-	-	0.69

ϵ_{af} and ϵ_{df} are in micro strain $\times 10^4$

6 CONCLUSIONS

The present experimental study conducted to understand the influence of moisture on strengths and deformation behaviour of coal mine sandstone and shales leads to the following conclusions.

1. The uniaxial compressive strength and corresponding modulus of elasticity & Poisson's ratio, point load strength indices, Brazilian tensile strength and punching shear strength of these coal mine rocks are highly susceptible to moisture changes. These rocks exhibit considerable reductions in all the above strengths and modulus of elasticity when subjected to moisture changes from dry to fully saturated condition.

2. The specimens of sandstones in uniaxial compressive strength tests exhibit failure patterns, which are mostly different than those by shales. Further, the failure patterns keep on changing for each rock with increase in moisture contents. The specimens of sandstone as well as shales exhibit more or less similar failure patterns in all other strength and strength indices tests.

NOMENCLATURE

DSSH	Dudichua-Sonebhadra shale
DSSS	Dudichua-Sonebhadra sandstone
E_{50}	tangent modulus of elasticity at 50 % of failure stress
I_{sa50}	axial point load strength index (corrected for 50 mm diameter)
I_{sd50}	diametral point load strength index (corrected for 50 mm diameter)
KSSH	Kotma-Shahdol shale
S_r	degree of saturation
ϵ_{af}	axial strain at failure
ϵ_{df}	diametral strain at failure
ν	static Poisson's ratio
σ_c	uniaxial compressive strength
σ_{tb}	Brazilian tensile strength
τ_p	punching shear strength

REFERENCES

- Brown, E.T. (ed) (1981). *Rock characterization testing and monitoring: ISRM suggested methods*. Pergamon Press, UK, pp.1-221.
- Deere, D.U. (1968) Geological considerations. *Rock mechanics in engineering practice* (eds. Stagg, K.G. and Zienkiewicz, O.C.), John Wiley & sons, London, UK.Ch.2, pp. 1-20.
- Deshmukh, A.M. & Gokhale, C.S.(1989). Geotechnical characteristics of a coalfield sandstone. *Proc. Indian Geotechnical conference*, Visakhapatnam, India, Vol.1, pp. 431-435.
- Deshmukh, A.M. & Gokhale, C.S.(1990). Influence of moisture on tensile strength of a sandstone. *Proc. Indian Geotechnical Conference*, Bombay, India, Vol.1, pp. 237-241.
- Dobereiner, L., Nuens, A.L.L. & Dyke, C.G. (1990). Developments in measuring the deformability of sandstones. *Proc. 6th Int. cong. IAEG*, Amsterdam, Holland, Vol.1, pp. 345-355.
- Gokhale, C.S.(1999). Studies on strength, deformation and electrical resistivity behaviour of certain sedimentary rocks. *Ph.D thesis*, Indian Institute of Technology, Delhi, India.
- Hawkins, A.B. & McConnell, B.J. (1992). Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content. *Qtr. J. Engg. Geo.* Vol.25, pp. 115-130.
- Kate, J.M. (1993). Geotechnical behaviour of intact rock specimens. *Proc. Int. Symp. on Hard soils and soft rocks*. Athens, Greece, Vol. 1, pp. 569-576.
- Kate, J.M. & Gokhale C.S. (1998). Electrical resistivity behaviour of sandstones during compression. *Proc.8th Int. congress IAEG*, Vancouver, Canada, Vol.1, p. 543-550.
- Kate, J.M. & Gokhale C.S. (2006). A simple method to estimate complete pore size distribution of rocks. *Engineering Geology*, Vol.84, pp.48-69.
- Kate, J.M. & Sthapak, A.K. (1995). Engineering behaviour of certain Himalayan rocks. *Proc. 35th U.S Symp. on Rock mech*, Reno, USA, Vol.1, pp. 783-788.
- Rao, K.S., Rao G.V. & Ramamurthy, T. (1987). Strength of sandstone in saturated and partially saturated conditions. *Geotechnical Engineering*, Vol. 18, pp. 99-127.
- Van Eeckhout, E.M. (1976). The mechanics of strength reduction due to moisture in coal mine shales. *Int. J. Rock mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 13(1) pp. 61-67.

Estimating the uniaxial compressive strength of igneous rocks from indentation hardness index

S. Kahraman

Niğde University, Mining Engineering Department, Niğde, Turkey

E. Kozman & O. Günaydın

Niğde University, Geological Engineering Department, Niğde, Turkey

ABSTRACT: Indentation hardness tests were carried out using point load apparatus. The Indentation hardness index (*IHI*) values of 13 different igneous rocks were measured and compared with the corresponding to the Uniaxial compressive strength (*UCS*) values. A strong relation between *IHI* and *UCS* was found. The result was compared with the result in literature. It was concluded that *IHI* may be a representative measure of the *UCS* of igneous rocks. However, the effects of different igneous rocks to the correlation must further be investigated.

1 INTRODUCTION

The uniaxial compressive strength (*UCS*) of rock is widely used in designing surface and underground structures. Although, measuring this rock strength is relatively simple, it is time consuming and expensive. Also, it requires well-prepared rock cores. Therefore, indirect tests are often used to predict the *UCS*, such as Schmidt rebound number, point load index, impact strength and sound velocity. These are very easy tests to carry out, because they necessitate less or no sample preparation and the testing equipment is less sophisticated. Also, they can be used easily in the field. As a result, comparing to uniaxial compression test, indirect tests are simpler, faster and more economical for the preliminary studies of the projects. Indentation hardness test is a simple and easy test and can be conducted using a point load test apparatus. If strong relations between *UCS* and indentation hardness index (*IHI*) are found, the *UCS* can easily be predicted from *IHI* for the preliminary investigations.

Since rock indentation is the basic process in drilling and boring, numerous researchers

(Cheatham, 1958; Gnirk & Cheatham, 1963; Paul & Sikarskie, 1965; Cheatham & Pittman, 1966; Hartman, 1966; Gnirk, 1966; Pariseau & Fairhurst, 1967; Miller & Sikarskie, 1968; Benjumea &

Sikarskie, 1969; Morris, 1969; Lundberg, 1974; Pang et al., 1989; Bilgin et al., 1993; Kahraman et al., 2000) have carried out indentation tests to understand the indentation phenomena or to develop some prediction models for drilling or boring. A standard indentation test was recommended by ISRM (Szwezdicki, 1998a) and following equation was suggested for the prediction of *UCS* from *IHI* (Szwezdicki, 1998b).

$$UCS = 3.1 IHI^{1.09} \quad (1)$$

where *UCS* is the uniaxial compressive strength (MPa) and *IHI* is the indentation hardness index (kN/mm).

Eq. (1) obtained from the study on ultramafic and basaltic rocks. In this study, the relation between *UCS* and *IHI* was investigated for igneous rocks and the result was compared with the Eq. (1).

2 SAMPLING

Thirteen different igneous rocks were sampled from quarries, granite and marble factories, and natural outcrops in Niğde, Konya and Balıkesir areas of Turkey. Each block sample was inspected for macroscopic defects so that it would provide test specimens free from fractures, partings or alteration zones. The location and the name of the rocks are given in Table 1.

Table 1. The location and name of the rocks sampled.

Rock code	Location	Rock type
1	Yesilburc/Nigde	Andesite
2	Ulukisla/Nigde	Traki-andesite
3	Meke/Konya	Volcanic bomb
4	Uckapili/Nigde	Granodiorite
5	Uckapili/Nigde	Metagabro
6	Uckapili/Nigde	Granite
7	Ortakoy/Aksaray	Granite (Anadolu grey)
8	Kaman/Kirsehir	Granite(Kaman Rosa)
9	Kaman/Kirsehir	Granite (Kircicegi)
10	Unknown	Granite (King rosa)
11	Porrino/Spain	Granite (Rosa porrino)
12	Porrino/Spain	Granite (Pink porrino)
13	Kozak/Balikesir	Granite

3 EXPERIMENTAL STUDIES

3.1 Uniaxial compressive strength test

Uniaxial compressive strength tests were conducted on trimmed core samples, which had a diameter of 38 mm and a length-to-diameter ratio of 2. The stress rate was applied within the limits of 0.5-1.0 MPa/s. The tests were repeated at least five times for each material type and the average value was recorded as the *UCS*.

3.2 Indentation hardness test

Indentation hardness test suggested by ISRM (Szwedzicki, 1998a) requires a loading system having a capacity of 30 kN and a conical conical platen having a 60° cone and 5 mm radius spherical tip. Point load apparatus is suitable for this purpose. After attaching a dial gauge to the point load apparatus for the measuring penetration, indentation hardness tests can be carried out.

NX core samples having a height to diameter ratio of at least 0.75 were used in the tests. The samples were cemented into a steel frame using a high grade plaster having a compressive strength of 60.6 MPa (Fig. 1). The samples were replaced on the lower platen of the point load apparatus and loaded up to 20 kN. The corresponding penetration was read from the dial gauge (Fig. 2). At least three tests were conducted on homogen and fine grained samples. On the coarse grained samples, more than three tests were carried out. *IHI* values were calculated by dividing the maximum load (kN) to the maximum penetration (mm).

4 RESULTS AND DISCUSSIONS

The results of indentation hardness test and uniaxial compression tests performed on 13 igneous rocks are given in Table 2. *UCS* results ranges from 50.2 MPa to 121.8 MPa and *IHI* values ranges from 27.2 kN/mm to 144.8 kN/mm.

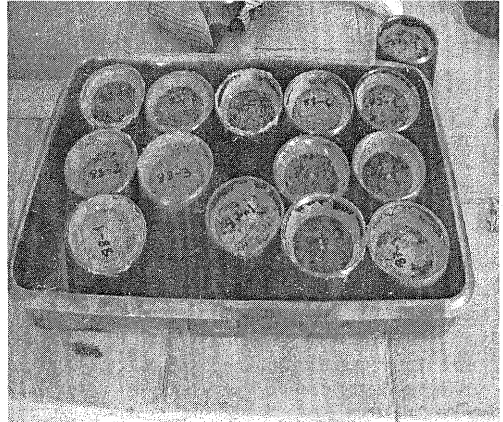


Figure 1. Cemented samples into the steel frames.

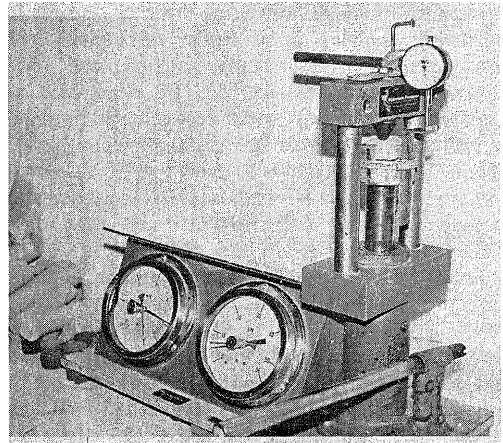


Figure 2. Indentation testing using point load apparatus.

The test results given in Table 2 were analysed using the method of least squares regression. Linear, logarithmic, exponential and power curve fitting approximations were tried and the best approximation equation with highest correlation coefficient was determined. A strong relation between *UCS* and *IHI* was found as shown in Fig. 3.

Table 2. The results of the tests.

Rock code	Uniaxial compressive strength (MPa)	Indentation hardness index (kN/mm)
1	77.5	42.6
2	78.2	49.2
3	50.2	27.2
4	109.2	85.0
5	115.4	144.8
6	133.2	119.4
7	114.5	123.1
8	84.9	99.1
9	89.6	51.8
10	120.3	142.9
11	90.0	94.8
12	120.0	98.3
13	121.8	108.5

The relation follows a power function. The equation of the curve is

$$UCS = 12.63 IHI^{0.46} \quad R^2 = 0.79 \quad (2)$$

where UCS is the uniaxial compressive strength (MPa) and IHI is the indentation hardness index (kN/mm).

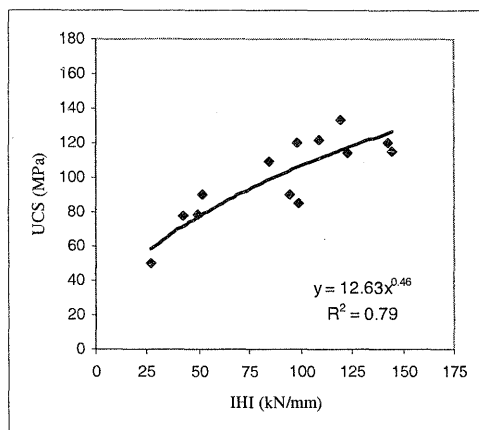


Figure 3. The relation between UCS and IHI .

The Eq. (2) differs from Eq. (1). The comparison between Eq. (1) and Eq. (2) is shown in Fig. 4. The difference between the two equations is probably due to the fact that the rock types tested are different in the two studies. The Eq. (1) was derived from the study carried out on ultramafic and basaltic rocks. However, most of the rocks tested in this study are granitic and andesitic rocks.

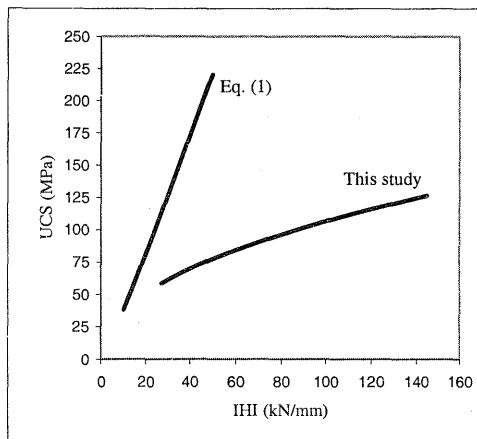


Figure 4. The comparison between Eq. (1) and Eq. (2).

5 CONCLUSIONS

The IHI values of 13 different igneous rocks were measured using the point load apparatus and compared with corresponding UCS values. A strong relation between IHI and UCS was found. The result was compared with the previous study. Concluding remark is that IHI may be a representative measure of the UCS of igneous rocks. However, further study is necessary to investigate the effects of different igneous rocks to the obtained correlation.

ACKNOWLEDGEMENT

This work has been supported by the Turkish Academy of Sciences, in the framework of the Young Scientist Award Program (EA-TUBA-GEBIP/2001-1-1).

REFERENCES

- Benjumea, R. & Sikarskie, D.L. 1969. A Note on the Penetration of a Rigid Wedge into a Nonisotropic Brittle Material. *Int. J. R. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 6: 343-352.
- Bilgin, N., Eskikaya, Ş. & Dinçer, T. 1993. The performance analysis of large diameter blast hole rotary drills in Turkish Coal Enterprises. *The 2nd Int. Symp. Mine Mechanization and Automation*, Rotterdam: Balkema, p. 129-135.
- Cheatham, J.B. 1958. An Analytical Study of Rock Penetration by A Single Bit- Tooth, *Eighth Annual Drilling and Blasting Symp.*, Univ. of Minnesota, p.1-21.
- Cheatham, J.B. & Pittman, R.W. 1966. Plastic Limit Analysis Applied to A Simplified Drilling Problem. *ISRM, Proc. of The First Cong.*, Lisbon, V.2, p.93-97.

- Gnirk, P.F. & Cheatham, J.B. 1963. Indentation Experiments on Dry Rocks under Pressure. *J Petrol. Tech.*, September: 1031-1039.
- Gnirk, P.F. 1966. An Experimental Study of Indexed Single Bit-Tooth Penetration into Dry Rock at Confining Pressures of 0 to 7500psi. *ISRM, Proc. of The First Cong.*, Lisbon, V.2, p.121-129.
- Hartman, H.L. 1966. The Effectiveness of Indexing in Percussion and Rotary Drilling. *Int. J. R. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 6: 265-278.
- Kahraman, S., Balci, C., Yazici, S. & Bilgin, N. 2000. Prediction of the penetration rate of rotary blast hole drills using a new drillability index. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 37: 729-43.
- Lundberg, B. 1974. Penetration of Rock by Conical Indentors. *Int. J. R. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 11: 209-214.
- Miller, M.H. & Sikarskie, D.L. 1968. On The Penetration of Rock by Three- Dimensional Indentors. *Int. J. R. Mech. Min. Sci.* 5: 375-398.
- Morris, R.I. 1969. Rock Drillability Related to A Roller Cone Bit. *Soc. Petrol. Eng.* 2389, p. 79-83.
- Pang, S.S., Goldsmith, W. & Hood, M. 1989. A Force-Indentation Model for Brittle Rocks. *Rock Mech. and Rock Eng.* 22: 127-148.
- Pariseau, W.G. & Fairhurst, C. 1967. The Force-Penetration Characteristic for Wedge Penetration into Rock. *Int. J. R. Mech. Min. Sci.* 14: 165-180.
- Paul, B. & Sikarskie, D.L. 1965. A Preliminary Theory of Static Penetration by a Rigid Wedge into a Brittle Material, *Seventh Symp. on Rock Mech. The Pennsylvania State Univ.*, p.119-148.
- Szwedzicki, T. 1998a. Draft ISRM suggested methods for determining the indentation hardness index of rock materials. *Int. J. R. Mech. Min. Sci.* 35: 831-835.
- Szwedzicki, T. 1998b. The indentation hardness testing of rock. *Int. J. R. Mech. Min. Sci.* 35: 825-829.

TKİ-Yatağan-Eskihisar linyit açık maden ocağında uzun dönemli şev yer değişim ölçümleri

Long-term slope deformation measurement in TKİ-Yatagan-Eskihisar lignite open pit mine

İ.Özkan, S.Uslu & H. Özşen

Selçuk Üniversitesi- Maden Mühendisliği Bölümü, 42075, Konya,Türkiye.

ÖZET: Bu çalışmada, TKİ-Yatağan-Eskihisar linyit açık ocağında tespit edilen çekme çatlağının uzun dönemde izlenmesi ile elde edilen sonuçlar sunulmuştur. Çekme çatlağı üzerine yaklaşık 13'er metre arayla 16 ölçüm istasyonu kurulmuştur. Ölçümler, hassas çelik metre yardımıyla x,y ve z yönlerinde 151 gün boyunca yapılmıştır. Her üç yönde gerçekleştirilen 21600 okuma yardımıyla hazırlanan veri tabanı kullanılarak zamana bağlı çekme çatlağındaki açılma davranışı grafiksel olarak belirlenmiştir. Ocağın kuzey-güney doğrultusu x, doğu-batı doğrultusu y ve düşey doğrultu z eksenini olarak belirlenmiştir. Sırasıyla çekme çatlağının bu doğrultularda 119mm, 108mm ve 82mm hareket ettiği belirlenmiştir. Yapılan analizlere göre; gözlenen hareket yönünün ocağın güney-batı yönündeki ocağın en derin noktasına doğru 1,044 mm / gün hızında geliştiği tespit edilmiştir. Ocak yönetimi şevin tehlike yaratacağından endişe ederek şevin geometrisini emniyetli duruma getirmiştir.

ABSTRACT: In this study, the results obtained from long-term monitoring of tension crack which occurred in TKİ-Yatagan-Eskihisar coal open pit mine are presented. 16 measurement stations with intervals up to 13m on tension cracks were set up to measure deformations. In-situ measurements were carried out for 151 days by the help of sensitive-steel-ruler at x, y and z directions. A data base has been prepared by 21600 in-situ measurements at all directions. After this, time-dependent behavior of the tension crack has been determined graphically by the help of existing data base. The direction of south-north, east-west and also vertical direction of open pit were called as x, y and z, respectively. As a result, it was determined that the slope deformation was 119mm, 108mm and 82mm in x, y and z directions. According to the analysis carried out, the research group has determined that the direction of deformation became through sout-west direction, with a velocity of 1.044 mm /day. The mine management changed the slope stability geometry, worrying that the slope will be unstable.

1 GİRİŞ

Şev duraylılığı incelemelerinde süreksizliklerin; konumu, devamlılıkları, açıklıkları, bozunmaları ve dolgu yapıları tanımlanarak mühendislik analizleri için sayısal olarak incelenmesi zorunludur. Arazide karşılaşılan ana süreksizliklerin yanı sıra küçük sistematik olmayan süreksizliklerin mühendislik ve şev duraylılığı açısından önemi ilk defa Terzaghi (1950) tarafından belirtilmiştir. Şevlere ait duraysızlığın incelenmesinde ayrıca morfoloji, hareketin meydana geliş şekli, hareketin hızı, kayan malzemenin türü ve tane boyutu ile kaymanın yaşının da önemli olduğu vurgulanmaktadır. Belirtilen ölçütlerden önemli bir bölümünü dikkate alması nedeniyle Varnes (1978) sınıflaması yaygın

olarak kullanılmaktadır. Açık ocak madenciliği ve diğer uygulamalar için oluşturulan yapay ve doğal yamaçlarda karşılaşılan şev duraysızlık türleri; düşme, devrilme, dairesel ve ötelenmeli kayma, yanal yayılma, akma ve karmaşık kaymalardır. Şev duraysızlığı ile ilgili bir sınıflandırma da Özgenoğlu (1986) tarafından yayınlanmıştır. Özgenoğlu (1986), şev yenilmesini kayma düzlemi içeren ve içermeyen olmak üzere iki ana başlık altında incelemiştir.

Şevlerde hareket, kütleleri kaydırmaya çalışan kuvvetler ile kaymaya karşı koyan kuvvetlerin denetiminde gelişir. En yaygın kaydırıcı kuvvet, şev malzemesinin ağırlığının aşağı doğru olan bileşeni iken kaymaya karşı koyan kuvvet ise, şev malzemesinde oluşan muhtemel kayma düzlemleri

boyunca etkin olan makaslama dayanımıdır. Makaslama dayanımı, kohezyon ve içsel sürtünme açısının bir fonksiyonudur. Kaymaya karşı koyan kuvvetlerin kaymaya neden olan kuvvetlere oranı güvenlik katsayısı (GK) olarak tanımlanır. Bu oran ilk bakışta 1'den büyükse şevin güvenli olduğu algılanabilir ancak Hoek ve Bray (1981), deneyimlerine bağlı olarak emniyetli güvenlik katsayısının, uzun süre hizmet beklenmeyen şevlerde 1.3, ana nakliye yollarındaki gibi uzun süreli hizmet verecek şevlerde ise 1.5 olması gerektiğini vurgulamaktadır.

Wieczorek (1984)'e göre şev duraysızlığına neden olan faktörler; hazırlayıcı ortam (kaya malzemesinin türü, topografyanın durumu, iklim ve bitki örtüsünün durumu, yüzey ve / veya yeraltı su durumu) ve tetikleyici (deprem, yağış) olmak üzere iki temel başlıkta düşünülmektedir. Özellikle tetikleyici faktörlerden depremin şevin duraylılığına olan etkisi henüz anlaşılmamıştır (Keefer, 1984).

Şev analizlerinde şev ortamı; süreksizlik içeren kaya kütlesi (süreksiz ortam), gevşetilmiş kaya kütlesi yada kaya dolgusu (yarı sürekli ortam) ve toprak, öğütülmüş atık malzeme yada masif kaya kütlesi (sürekli ortam) olarak sınıflandırılmaktadır. Söz konusu olan şev ortamlarının duraylılık analizlerinde görgül, denge sınırı ve gerilme analizi ölçütleri kullanılmaktadır.

Açık ocak madenlerinde mühendisler tarafından oluşturulan yapay yamaçlar, iyi bir mühendislik tasarımı da olsa çevresel etkiler, madencilik faaliyetleri ve iklimsel etkilerin yardımıyla harekete geçebilir. Bunun ilk belirtisi yamaçın en üst bölgesinde gözlenen çekme çatlaklarıdır. Bu çatlakların gelişimi ile kayma düzlemi oluşmakta ve düzlem üzerindeki kaya malzemesi kontrolsüz bir şekilde kaymaya başlamaktadır. Mühendisler bu hareketi izleyerek şev hareketinin davranışını belirlemek ve gerekli önlemleri almak ister. Ancak çoğu zaman önlemler alınmadan şevin kayma hareketini tamamladığı can ve maddi kayıpların söz konusu olduğu görülmektedir. Bugün şev hareketini izlemek için yaygın olarak kullanılan yaklaşımlar; topografik, elektronik mesafe ölçerler, fotogrametrik, uzaktan algılama, yüzey ekstonsometre, GPS ve çekme çatlaklarında ve eklemlerde hassas çelik metre ile ölçümdür. Şevin kaymasına neden olan kayma düzlemi, izlenen sahaya ait ayrıntılı jeolojik kesitlerin incelenmesi ve sadece yüzeyde ölçülen hareketin büyüklüğü, hızı, ivmesi ve yönü ile kestirilebilmektedir. Son zamanlarda özel açılmış sondaj delikleri içerisine yerleştirilebilen inklinometre, kolon oturma, tiltmetre, ekstonsometre ve zaman-yer reflektometre ile kütle içerisindeki kayma düzleminin geçtiği

nokta somut bir şekilde belirlenebilmektedir. Bu yöntemler henüz diğerlerine nazaran daha pahalı olduğu için yaygın olarak kullanılmamaktadır.

Bu çalışmada, TKİ-Yatağan-Eskihisar linyit açık ocağında karşılaşılan ve tehlike yaratacağından kuşku edilen şevdeki hareketi izlemek amacıyla tespit edilen çekme çatlaklarındaki açılmaların ölçülmesine karar verilmiştir. Gerim çatlaklarındaki açılımın üç yöndeki bileşenlerini bulabilmek için yeni bir ölçüm sistemi bu çalışmada geliştirilmiş ve kurulan 16 istasyon 151 gün boyunca izlenmiştir. İzlenen şeve ait jeolojik yapı ile şev hareketinin davranışı göz önüne alınarak olası kayma düzlemi belirlenmeye çalışılmıştır.

2 ÇALIŞMA SAHASI

TKİ-GELİ Müdürlüğünün Eskihisar linyit sahası, Yatağan ilçesine 8 km'dir. Sahadan çıkarılan kömür 3x210 MW gücündeki Yatağan termik santralına beslenmektedir. Sahadaki yaklaşık 43 milyon ton linyit rezervi, bir çöküntü havzasında oluşmuştur (Şekil 1). Çöküntü havzasının üst kısmını oluşturan ve linyiti sınırlayan temel kaya birimi paleozik yaşlı şistler ve mesozoik yaşlı memelerdir. Çöküntü havzasındaki kömür damarı kenarlarda 3°-15° eğimle yükselirken ortalama kömür kalınlığı 10,78m ve dekapaj / kömür oranı ise 4,10 m³/ton olarak belirlenmiştir (www.geli.gov.tr, 2005).

		FORMASYON	LİTOLOJİ	Max. Kalınlık (m)	TANIM
SENOZÖYİK	TERSİYER	YATAĞAN GRUBU	SEKKÖY	- 50	T _{my} : KUMTAŞI (Üstte konglomera parçecikleri)
				- 60	T _{ms} ¹ : (Kırıntılı fasiyesi) : KİREÇ TAŞI ve KONGLOMERA
				- 25	T _{ms} ² : (Geçiş zone) : KİL, kili SİLT
				- 90	T _{ms} : Üstte KİTAŞI, KİREÇ-TAŞI, MARIH ardalan - ması, altta kompakt MARN
				20	L _g : LİNYİT
				> 180	T _{mt} : Üstte KİL, SİLT; altta inceden iriye doğru klastikler
PALEO MESO.		TURGUT		?	M : MERMER
				?	Sch : ŞİST

Şekil 1. Kömür sahası genel stratigrafi kesiti (Ulusay ve Yoleri, 1990).

Bölgede karşılaşılan kaya birimlerinin delme-patlama-kazı-yükleme çalışmalarında kullanılmak üzere malzeme özellikleri Paşamehmetoğlu ve arkadaşları (1988) tarafından belirlenirken, bölgenin ayrıntılı jeolojik yapısının belirlenmesi ile şev analizleri ile ilgili çalışmalar Ulusay ve Yoleri (1990) tarafından yapılmıştır.

TKİ-GELİ Müdürlüğünce işletilen Eskişehir ocağında, 65 yrd³ kapasiteli bir adet dragline, 15 yrd³’lük altı adet ve 10 yrd³’lük iki adet olmak üzere toplam 8 adet ekskavatör ile yapılan örtü tabakası ve kömür kazısı, 85 ve 150 short ton kapasiteli kamyonlar yardımıyla taşınmaktadır.

Ocakta çalışma, doğu-batı istikametinde hazırlanan 80m genişliğindeki dragline panoları ile yapılmakta olup ocağın asıl ana ilerleme yönü güneyden kuzeye doğrudur. İşletme projesine göre ocağın kuzey istikametine doğru yan yana dizilmiş 56 dragline panosu mevcuttur. Ocakta projeye göre genel şev açısı 34°, basamak yüksekliği 12m ve basamak şev açısı ise 70°-75°’dir.

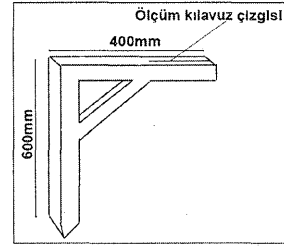
3 ARAZİ ÖLÇÜM DÜZENİĞİNİN HAZIRLANMASI

Bu çalışmada kullanılacak ölçüm sisteminin belirlenmesi için literatür incelenerek yüzey hareketlerini okuyan yedi farklı ölçüm sisteminin varlığı tespit edilmiştir. Bunlardan en yaygın kullanılan topografik ölçüm sisteminin seçilmesi durumunda, çekme çatlağının etrafının sık çam ağaçları ile kaplı olmasından dolayı ölçümlerin sağlıklı olamayacağı belirlenmiştir. Topografik yöntemin haricinde kalan elektronik mesafe ölçerler, fotogrametrik, uzaktan algılama, yüzey ekstonsometresi, ve GPS ile izleme sistemlerinin kullanımı ise yapılan çalışmanın maddi imkanlarını çok zorladığı için seçilememiştir. Ayrıca aynı neden ile sondaj deliği içerisinden ölçüm yapabilen inklonometre gibi ölçüm sistemleri de kullanılamamıştır.

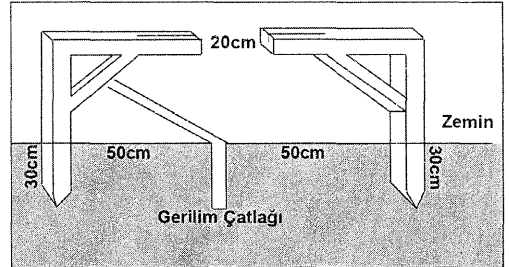
Yüzey hareketlerini çekme çatlağındaki açılmaları okuyarak belirleyebilen diğer bir basit yöntem, Franklin ve Chang (1977) tarafından önerilmektedir. Bu yöntemde çekme çatlağının her iki tarafına yerleştirilen demir çubuklar arası mesafe yani çekme çatlağındaki açılım hassas çelik metre ile ölçülmektedir. Ancak bu yöntem ile çekme çatlağındaki açılmaların ölçümü sadece tek yönde (ocak içine doğru) yapılabilmektedir. Gerim çatlağındaki açılmanın üç yöndeki bileşenlerinin belirlenmesi ile şev hareketine ait davranışın daha iyi algılanabileceği ve böylece analizlerin daha gerçekçi olabileceği kanısına varılmıştır. Bu amaç doğrultusunda Franklin ve Chang (1977) tarafından önerilen ölçüm sistemi dikkate alınarak 0,5mm hassasiyetinde okuma yapabilen çelik metreler

yardımlarıyla üç yönde ölçüm yapabilen bir arazi ölçüm sisteminin geliştirilmesine karar verilmiştir.

Arazide kurulması düşünülen ölçüm istasyonları için 40x40mm kesitli ve 2mm et kalınlığına sahip toplam 32m uzunluğundaki içi boş kare kesitli demir profiller, TKİ-GELİ-Yatağan atölyesinde 32 adet 400mm’lik kısa profil ve 32 adet 600mm uzunluğunda uzun profil olmak üzere kesilmiştir. Kısa profillerin bir yüzü üzerine boylu boyunca 2mm genişliğinde 1mm derinliğinde ölçümde kullanmak amacıyla ölçüm kılavuz yarığı açılmıştır. (Şekil 2). Uzun profilin bir ucu ise kaya içerisine gireceği için kesilerek kama şekline getirilmiştir. Daha sonra ise hazırlanan bir kısa ve bir uzun profil aralarında 90° açı olacak şekilde Şekil 2’deki gibi birbirlerine kaynak ile tutturulmuştur. Bu hazırlanan L şeklindeki profil sistemi, çekme çatlağının her iki tarafına konması planlandığından 32 adet hazırlanmıştır. Ölçüm profilleri Şekil 3’de görüldüğü gibi kaya-zemine çakılarak ölçüm istasyonları kurulmuştur.



Şekil 2. Ölçüm istasyon çubuğu.

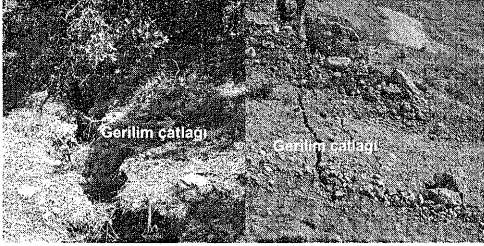


Şekil 3. Ölçüm istasyonlarının kuruluşunu gösteren bir şekil.

4 ÖLÇÜM HATTININ TESPİTİ VE İSTASYONLARIN KURULMASI

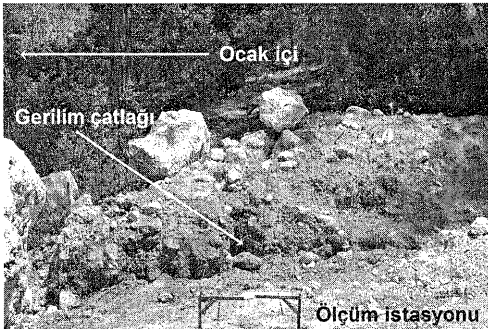
2004 yılının Temmuz ayında işletmeye yapılan teknik ziyarette işletme yönetimi ve ocak mühendisleri, ocağın kuzey doğusundaki bir şevde yeni oluşmaya başlayan bir çekme çatlağının olduğunu belirtmişlerdir. Problem yaratacağından kuşkuyla bu şevin tam altından geçen ve ocağın can damarı olan tüvenan yolunun kapanması

durumunda, ocaktaki çalışmaların tamamıyla aksayacağı endişesi ocak yönetimi tarafından taşındığı tespit edilmiştir. Şevdeki çekme çatlağının, ocağın doğu-batı istikametinde birbirlerine yaklaşık 800m arayla paralel iki ayrı fay sistemi arasında olup bunlara dik olarak gelişerek keseceği gözlenmiştir. Her iki faya dik gelişerek bu fay hatları ile kesişerek birleşmeye çalışacak olan çekme çatlağının başlangıçtaki uzunluğu 192m olarak belirlenmiştir. İzlenmesi planlanan çekme çatlağının ocaktaki plan görünüşü ve çatlağın güney tarafındaki görüntüsü Şekil 4’de görülmektedir.



Şekil 4. Çekme çatlağından iki farklı görünüş.

İzlenecek çekme çatlağı belirlendikten sonra yaklaşık 13 metre aralıklarla çekme çatlağının her iki tarafına çatlağa 500mm eşit uzaklıkta olacak şekilde profiller kaya-zemine yerleştirilmiştir. Şekil 3’de görüldüğü gibi istasyon çubuklarının yerleştirilmesinde, mümkün olduğu kadar istasyon çubukların yatay profillerinin üst seviyelerinin aynı düzlemde ve aralarındaki mesafenin de yaklaşık 200mm olmasına dikkat edilmiştir. Bu tarzda çalışarak arazide belirlenen çekme çatlağındaki zamana ve diğer parametrelere bağlı açılmayı izlemek amacıyla 16 adet ölçüm istasyonu kurulmuştur. Arazide kurulan istasyonlara ait tipik bir fotoğraf Şekil 5’de görülmektedir.



Şekil 5. Arazide kurulan bir ölçüm istasyonu.

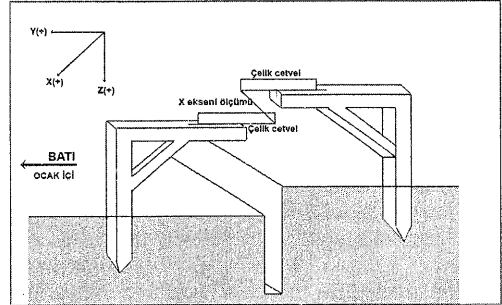
5 ÖLÇÜM METODU

Bu çalışmada çekme çatlağındaki açılmaların her üç yöndeki bileşenlerini belirleyebilmek için önce ölçüm yönleri belirlenmiştir. Kabul edilen yönlere; ocağın doğu-batı yönü (ocanın içine doğru) y, kuzey-güney yönü (ocak içine paralel) x ve düşey yön ise z olarak tanımlanmıştır. Ayrıca kabul edilen yönlerin x için güney, y için batı yönü (ocanın içine doğru) pozitif (+) aksi yönler ise negatif (-) olarak kabul edilmiştir.

Ölçümler, 0,5mm hassasiyetli, 300mm uzunluğunda ve bükülmeye karşı dirençli çelik cetveller ile 24 saatte bir her üç yönde üçer kez tekrarlanarak yapılmıştır. Ölçümlerin x, y ve z yönlerindeki yapılaş biçimleri aşağıda sunulmuştur.

5.1 Çekme çatlağının x-eksenindeki ölçüm metodu

Öncelikle iki adet çelik cetvelden bir tanesi bir ölçüm çubuğunun kılavuz yarığına yerleştirildikten sonra bu kılavuz eksen kabul edilmiş ve diğer çelik cetvel de diğer ölçüm çubuğunun kılavuz yarığına yerleştirilmiştir. X-eksenindeki ölçüm için kılavuz yarıklara sabitlenen iki çelik cetvel arasındaki mesafe üçüncü bir çelik cetvel yardımıyla Şekil 6’da görüldüğü gibi ölçülmüştür. Aynı ölçüm günlük her ölçümde üç kez tekrar edilmiş ve daha sonra ortalaması alınarak ölçüm gününe ait okuma değeri olarak veri tabanına işlenmiştir. 151 gün boyunca 16 istasyon için 7200 okuma alınmış ve ortalama değer olarak veri tabanına 2400 ölçüm sonucu işlenmiştir.

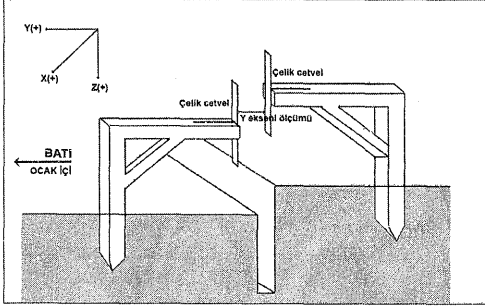


Şekil 6. X yönündeki şev yer değişiminin ölçülmesi.

5.2 Çekme çatlağının y-eksenindeki ölçüm metodu

Ölçüm istasyonu üzerinde hazırlanan kılavuz yarıklar yerine bu eksenindeki ölçümlerde yatay profillerin düşey yanakları kullanılmıştır (Şekil 7). Öncelikle iki adet çelik cetvelden bir tanesi bir ölçüm çubuğunun yatay profiline değiştirilerek konumlandırıldıktan sonra diğer çelik cetvel de diğer ölçüm çubuğunun yatay profiline temas ettirilmiştir.

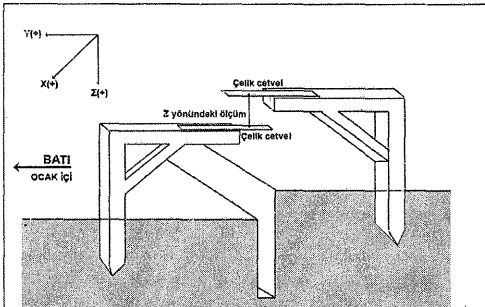
Y-eksenindeki ölçüm için, çekme çatlağının iki tarafında konumlanan istasyon çubuklarına yerleştirilen iki çelik cetvel arasındaki mesafe üçüncü bir çelik cetvel yardımıyla Şekil 7'de görüldüğü gibi ölçülmüştür. Ölçümler her defasında üçer kez tekrar edilerek 151 gün boyunca toplam 7200 adet veri alınmıştır. Daha sonra her gün için alınan üçer okumanın ortalaması alınarak 2400 adet veri, veri tabanına işlenmiştir.



Şekil 7. Y yönündeki şev yer değişiminin ölçülmesi.

5.3 Çekme çatlağının z-eksenindeki ölçüm metodu

Bu ölçümde istasyon çubuklarının 30mm genişliğindeki üst profil düzlemi dikkate alınmıştır (Şekil 8). İstasyonun yatay profili üzerine çelik cetveller yerleştirilmiştir. Z-eksenindeki ölçüm için üst profilin 30mm genişliğindeki yüzüne yerleştirilen iki çelik cetvel arası Şekil 8'de görüldüğü üzere üçüncü bir çelik cetvel yardımıyla ölçülmüştür. Her gün yapılan ölçümlerde aynı ölçüm üç kez tekrar edilmiş ve daha sonra ortalaması alınarak ölçüm gününe ait okuma değeri olarak veri tabanına işlenmiştir. 16 istasyon için 7200 okuma 151 gün boyunca alınmış ve 2400 ölçüm sonucu ortalamaya değer olarak veri tabanına işlenmiştir.



Şekil 8. Z yönündeki şev yer değişiminin ölçülmesi.

6 GERİLİM ÇATLAĞINDA YAPILAN ÖLÇÜMLER

Bu çalışmada kabul edilen x,y ve z yönlerinde 151 gün boyunca ölçülen şev yer değişim değerleri ve ilgili grafikleri aşağıda sunulmuştur.

6.1. Çekme çatlağının x-eksenindeki ölçüm sonuçları

Ocağın çalışma bölgesine paralel hattı temsil eden (kuzey-güney) x yönüne ait ölçüm değerleri periyodik olarak PC-EXCEL programına girilerek arazi için bir veri tabanı oluşturulmuştur. Bu veri tabanı kullanarak her bir istasyon için zaman ve şev yer değişim davranışları belirlenmiştir. 151 gün boyunca izlenerek elde edilen toplam şev yer değişim ölçüm sonuçları Çizelge 1'de sunulmuştur. Çizelge 1 incelendiğinde, şev yer değişim miktarlarının bariz olarak iki grupta toplandığı tespit edilmiştir. İstasyon D4, D5, D12, D13, D14 ve D15' de şev yer değişim hareketleri 60 mm - 119 mm aralığında iken istasyon D1, D2, D3, D6, D7, D8, D9, D10, D11 ve D16'da bu hareket miktarlarının 9 mm - 26 mm aralığında olduğu tespit edilmiştir. Bu iki farklı durumu gösteren grafikler Şekil 9 ve 10'da sunulmuştur. Grafiklerden görüleceği üzere şev yer değişim hareketi, seçilen x ekseninin tek bir yönüne doğru olmuştur. Şekil 6'da gösterilen x ekseninin pozitif tarafına yani çekme çatlağının ve ocağın güney istikametine doğru olmuştur. Şev yer değişiminin ocağın güney istikametine olmasının nedeni, 620 kotunda bulunan çekme çatlağının güney-batı istikametine 540 m kotunda ocak çalışmalarının devam etmesi ve ocağın en derin noktasının burası olmasının neden olduğu düşünülmektedir.

6.2. Çekme çatlağının y-eksenindeki ölçüm sonuçları

Hazırlanan veri tabanının yardımıyla izlenen 16 istasyona ait ocak içerisine doğru olan zaman şev yer değişimlerinin toplam değerleri Çizelge 2'de verilmiştir. Çizelge 2 incelendiğinde şev yer değişim miktarları olarak D5, D14 ve D16'nın bir grup (85 mm-105mm), istasyon D3, D6, D7, D8, D9, D10, D13 ve D15'in bir grup (33mm-63mm) diğerlerinin ise üçüncü bir grup (26mm-37mm) olduğu görülmektedir. Bu istasyonlara ait şev yer değişim miktarları zamana bağlı olarak aşağıdaki şekillerde görülmektedir. Şekil 11, 12 ve 13'den görüldüğü üzere şev yer değişim hareketi, bu çalışma için seçilen Y ekseninin (doğu-batı) ocak içerisine doğru olan batı yönünde olduğu tespit edilmiştir (Şekil 7). Şev yer değişim hareketinin dekapaj ve üretim çalışmalarının yoğun olduğu en derin taban kotuna doğru olmasının doğal yer çekim ve fizik kanunlarına uygun olduğunu göstermektedir.

Çizelge 1. X yönünde belirlenen toplam şev yer değişim miktarları (Uslu, 2005).

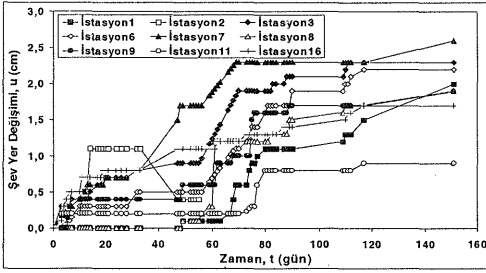
İstasyon No	Ölçüm süresi (gün)	Şev yer değişim miktarı (mm)	Şev yer değişim hızı (mm/gün)
D1	151	20	0,132
D2	55*	0,4*	0,0072*
D3	151	23	0,152
D4	151	66	0,437
D5	151	62	0,411
D6	151	22	0,146
D7	151	26	0,172
D8	151	19,1	0,126
D9	151	19	0,126
D10	151	57	0,377
D11	151	9	0,059
D12	151	103	0,682
D13	151	119	0,788
D14	151	60	0,397
D15	151	76	0,503
D16	151	17	0,113

* D2 nolu istasyon 55. günden sonra bozulduğu için ölçümlere devam edilememiştir.

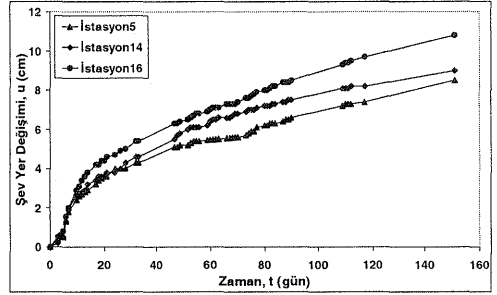
Çizelge 2. Y yönünde (ocak içerisine doğru) toplam şev yer değişim miktarları (Uslu, 2005).

İstasyon No	Ölçüm süresi (gün)	Şev yer değişim miktarı (mm)	Şev yer değişim hızı (mm/gün)
D1	151	32,5	0,215
D2	55*	2,25*	0,041*
D3	151	61,0	0,404
D4	151	26,05	0,173
D5	151	85,0	0,563
D6	151	59,0	0,391
D7	151	33,0	0,219
D8	151	61,8	0,409
D9	151	63	0,417
D10	151	55	0,364
D11	151	1,0	0,007
D12	151	37	0,245
D13	151	63	0,417
D14	151	90	0,596
D15	151	60	0,397
D16	151	108	0,715

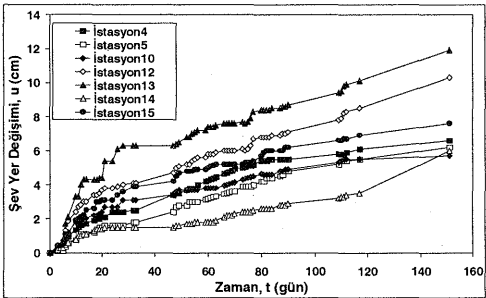
*D2 nolu istasyon 55. günden sonra bozulduğu için ölçümlere devam edilememiştir.



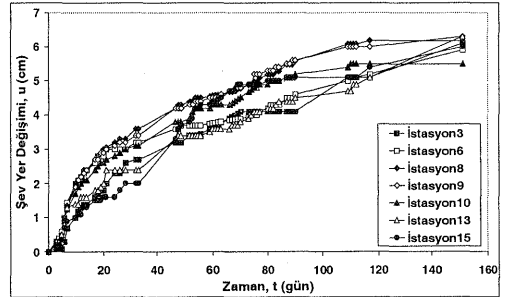
Şekil 9. İstasyon D1, D2, D3, D6, D7, D8, D9, D11 ve D16'dan K-G doğrultusunda okunan şev yer değiştirme miktarları.



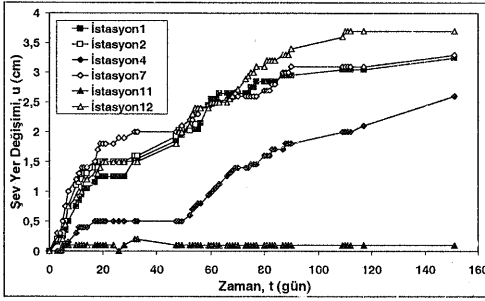
Şekil 11. İstasyon D5, D14 ve D16'den D-B doğrultusunda okunan zaman ve şev yer değişim davranışları.



Şekil 10. İstasyon D4, D5, D10, D12, D13, D14 ve D15'den K-G doğrultusunda okunan şev yer değiştirme miktarları.



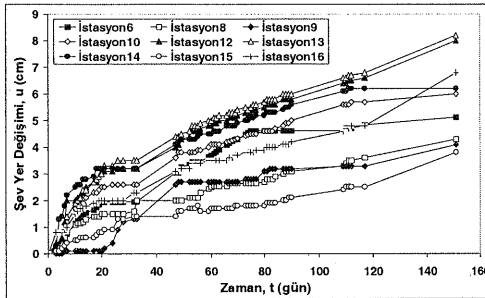
Şekil 12. İstasyon D3, D6, D8, D9, D10, D13 ve D15'den D-B doğrultusunda okunan zaman ve yer değişim davranışları.



Şekil 13. İstasyon D1, D2, D4, D7, D11, D12'den D-B doğrultusunda okunan zaman ve şev yer değişim davranışları.

6.3. Çekme çatlağının z-eksenindeki ölçüm sonuçları

Hazırlanan veri tabanı yardımıyla oluşturulan Çizelge 3'de sunulan sonuçlar dikkate alındığında ölçüm sahasındaki çekme çatlağının kuzey tarafındaki (Trafo tarafı) istasyon D1, D2, D3, D4, D5 ve D7'de hareket miktarının 9mm-23mm aralığında olduğu tespit edilmiştir. Buna karşın çekme çatlağının güney tarafındaki D6, D8, D9, D10, D12, D13, D14, D15 ve D16 nolu istasyonlarda ise şev yer değişim miktarının 40mm-80mm aralığında olduğu görülmektedir. Sadece istasyon D11'de z yönündeki hareketin olmadığı görülmüştür. Bu gruplandırılmış istasyonlara ait grafiksel gösterimin sunulduğu Şekil 14 ve 15'de görüldüğü üzere şev yer değişim hareketlerinin düşey yönde yer çekim kanununa uygun olarak z ekseninin kabul edilen pozitif (+) yönünde geliştiği görülmüştür (Şekil 8). Ocak çalışmalarının yürütüldüğü 540 m kotunun, izlenen çekme çatlağının (620 m kotu) güney-batı istikametinde olmasından dolayı çekme çatlağının güney tarafındaki istasyonlardaki düşey deplasmanların daha fazla olduğu tespit edilmiştir.

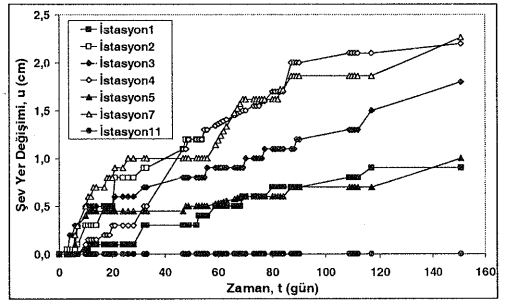


Şekil 14. İstasyon D6, D8, D9, D10, D12, D13, D14, D15 ve D16'dan okunan düşey doğrultudaki şev yer değişimleri.

Çizelge 3. Düşey yöndeki (Z) yönünde toplam şev yer değişim miktarları (Uşlu, 2005).

İstasyon No	Ölçüm süresi (gün)	Şev yer değişim miktarı (mm)	Şev yer değişim hızı (mm/gün)
D1	151	9	0,059
D2	55*	1,2*	0,0218*
D3	151	18	0,118
D4	151	22	0,145
D5	151	10	0,066
D6	151	51,28	0,339
D7	151	22,62	0,149
D8	151	43	0,285
D9	151	40,9	0,271
D10	151	60	0,397
D11	151	0	0
D12	151	80	0,530
D13	151	82	0,543
D14	151	62	0,411
D15	151	38	0,252
D16	151	68	0,450

*D2 nolu istasyon 55. günden sonra bozulduğu için ölçümlere devam edilememiştir.



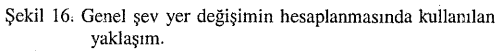
Şekil 15. İstasyon D1, D2, D3, D4, D5, D7 ve D11'e ait düşey doğrultudaki şev yer değişim grafikleri.

6.4. Genel şev yer değişiminin belirlenmesi

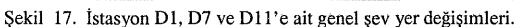
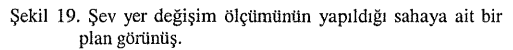
Bu çalışmada oluşturulan veri tabanı yardımıyla genel şev yer değişim durumunun belirlenmesi için çalışmalar başlatılmıştır. Bu hesaplamalarda geometrik bilgilerden faydalanılmıştır.

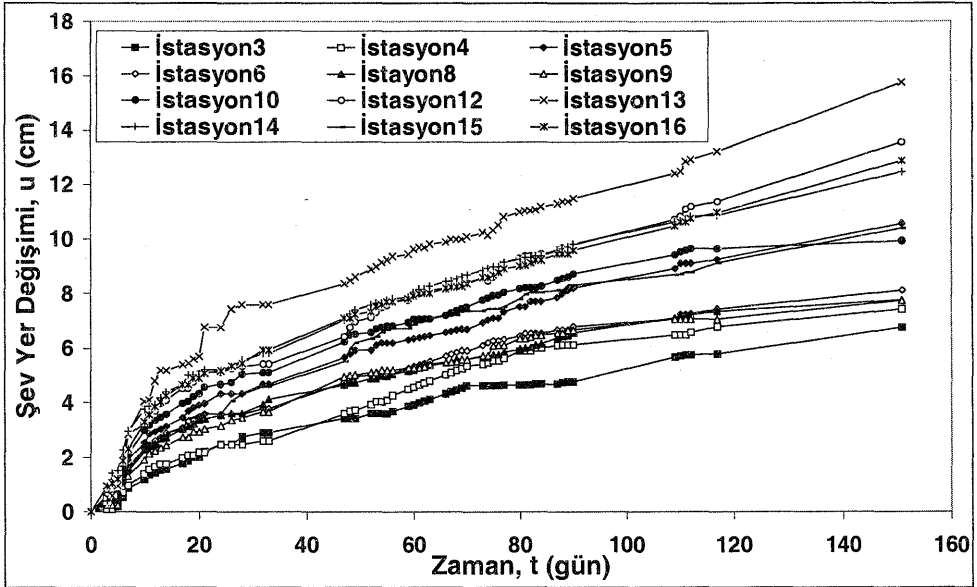
Hesaplamaların temel mantığını gösteren bir şekil aşağıda verilmiştir. Şekil 16'da görüldüğü üzere orijinal O noktasındaki P arazi noktasının önce x yönünde hareket ederek A noktasına geldiği aynı anda ise, y yönünde hareket ederek B' sına geldiği varsayılmıştır. B' noktasının paralelindeki B noktası dikkate alındığında P arazi noktasının hareket ettiği üçgenin dik kenarları dikkate alınarak OAB'nin hipotenüs değeri [OB], pisagor bağıntısından bulunmuştur. Daha sonra B noktasından ölçülen noktanın (P), yeni pozisyonu C noktasına indiği

Şekil 17 ve 18’de sunulan grafikler ve Çizelge 4’de sunulan şev yer değişim hız değerlerine bakıldığında, yer değişim hareketinin çatlağın güney-batı istikametindeki (Şekil 19) ocak çalışmalarının yürütüldüğü 540 m kotuna doğru olduğu görülmektedir. Bu hareketin ise özellikle çekme çatlağının güney istikametine doğru olan D istasyonlarında (D12, D13, D14, D15 ve D16) daha fazla (0,689-1,044 mm/gün), çatlağın orta (D11 istasyonu hariç) ve kuzey tarafındaki ilk istasyonlar hariç (D1 ve D2) şev yer değişim hareketlerinin ise nispeten daha az olduğu (0,316-0,700 mm/gün) tespit edilmiştir. Çekme çatlağının kuzey (Trafo) tarafındaki D1 ve D2 istasyonlarında ise hareketin en az olduğu görülmektedir.



Bu düşünce tarzı ile 24 saat ara ile arda arda gerçekleştirilen tüm okumalar için genel şev değişim miktarları belirlenmiş ve Çizelge 4’de sunulmuştur. Bu çizelgede sunulan veriler incelendiğinde istasyon D1, D7 ve D11’nin diğerlerine nazaran daha az şev yer değişimi gösterdiği (9mm- 47,7mm) buna karşın diğerlerinin 67,6mm ile 157,7mm arasında şev yer değişimi gösterdiği tespit edilmiştir. Bu istasyonlara ait grafikler Şekil 17 ve Şekil 18’de görülmektedir.





Şekil 18. İstasyon D3, D4, D5, D6, D8, D9, D10, D12, D13, D14, D15 ve D16'nın haricindeki istasyonlara ait zamana bağlı genel şev yer değişim davranışları.

Çizelge 4. Genel şev yer değişim miktarları (Uslu, 2005).

İstasyon No	Ölçüm süresi (gün)	Şev yer değişim miktarı (mm)	Şev yer değişim hızı (mm/gün)
D1	151	39	0,258
D2	55*	2,47*	0,045*
D3	151	67,6	0,448
D4	151	74,3	0,492
D5	151	105,7	0,700
D6	151	81,2	0,538
D7	151	47,7	0,316
D8	151	77,7	0,515
D9	151	75,5	0,513
D10	151	99,4	0,658
D11	151	9,1	0,060
D12	151	135,6	0,898
D13	151	157,7	1,044
D14	151	124,7	0,826
D15	151	104	0,689
D16	151	128,7	0,852

*D2 nolu istasyon 55.günden sonra bozulduğu için ölçümlere devam edilememiştir

7 SONUÇLAR

TKİ-GELİ-Yatağan-Eskihisar linyit açık ocağında karşılaşılan çekme çatlağının bulunduğu şevin hareketi zamana bağlı olarak izlenmiştir. Ulaşılan sonuçlar;

1. Arazide SÜ-Maden Mühendisliği Araştırma grubu tarafından üç yönde 0,5mm hassasiyet ile

çelik metreler yardımıyla ölçümün yapılabilceği bir ölçüm sistemi geliştirilmiştir

- Arazide kabul edilen x yönünde (kuzey-güney) yapılan ölçümlerden en büyük hareketin D13 istasyonunda okunan 119mm olmuştur. Şev yer değişim hızı ise 0,788m/gün olarak hesaplanmıştır. Çekme çatlağının güney tarafına doğru olan istasyonlardaki hareketin daha yüksek olduğu tespit edilmiştir.
- Arazide kabul edilen y yönündeki (doğu-batı) ölçümlerden en yüksek şev yer değişimin D16 istasyonunda olduğu belirlenmiştir. 151 gün boyunca okunan toplam hareket 108mm olmuştur. Şev yer değişim hızı ise 0,788m/gün olarak hesaplanmıştır. 151 gün boyunca izlenen çekme çatlağının güney tarafına doğru olan istasyonlarda hareket miktarının daha yüksek olduğu görülmüştür.
- Ölçüm sahasında kabul edilen z yönünde gerçekleştirilen ölçümlerden en büyük şev hareketinin D13 istasyonunda olduğu tespit edilmiştir ($u = 82\text{mm}$). Bu istasyondan belirlenen yer değişim hızının 0,543mm/gün olduğu belirlenmiştir. Toplam izleme zamanı göz önüne alınırsa x ve y eksenlerinde olduğu gibi çekme çatlağının güney tarafına doğru olan istasyonlarda hareket miktarının fazla olduğu görülmüştür.

5. Açık ocağın kuzey-doğusu'ndaki yeni trafo binası civarındaki şevde karşılaşılan çekme çatlağındaki şev yer değişim hareketi x,y ve z eksenleri göz önüne alınarak incelenirse, sahada izlenen çekme çatlağının güney tarafına doğru olan istasyonlarda (D10-D16) hareket miktarının daha yüksek olduğu görülmüştür. Bir başka değişle hareketin yönü ölçüm için kabul edilen tüm eksenlerin pozitif yönlerinde gerçekleşmiştir.
6. Çalışmalar esnasında, izlenen çekme çatlağının bulunduğu kot 620m olarak, izlenen şevin güney-batı tarafında ocağın en derin noktası olan 540m kotunda en yoğun kazı-yükleme çalışmalarının sürekli devam ettiği kayıt edilmiştir. Şev yer değişim hareketlerinden ise şevin bu yöne doğru kaydığı tespit edilmiştir (Şekil 19).
7. Daha önce yapılan sondaj loglarından ve sahada yapılan gözlemlerden şevin ana kaya olan mermer kantağındaki konumlanan düzlem boyunca düzlemsel kayma davranışı göstererek hareket ettiği kanaatine varılmıştır. Ulusay ve Yoleri (1990) yapmış oldukları çalışmada, ana kaya mermer ile üst kaya birimi arasındaki bu düzlemde yer yer görülen ince kil tabakasının tasarlanan ocak şevlerinin güvenliğini tehdit edebileceği görüşleri doğrulanmış olmuştur.
8. Ocak yönetimi çalışmadan elde edilen sonuçlara ve gözlemlere bağlı olarak daha fazla riski göz önüne almayarak duraysız şevde sıyırma çalışması yapılmıştır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, TKİ-GELİ-Yatağan-Eskihisar Açık Ocak yöneticilerine ve ocak mühendislerine bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde sürekli gösterdikleri ilgi ve desteklerinden dolayı teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Franklin, A.G. ve Chang, F.K., 1977. "Permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis", Report 5, Miscellaneous Paper S-71-17, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Hoek, E., Bray, J.W., 1981, "Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy", Stephen Austin and Sons Ltd., London, Third Edition, 358 p.
- Keefer, D.K., 1984, Landslides caused by earthquakes, Geological Society of America Bulletin, Vol.95, pp. 406-421.
- Özgenoğlu, A., 1986, "Madencilikte Şev Duraylılık Analizi Yaklaşımları" Madencilik, s.25, 1, 17-27.
- Paşamehmetoğlu, A.G., Karpuz, C., Müftüoğlu, Y., Özgenoğlu, A., Bilgin, A.H., Ceylanoğlu, A., Bozdağ, T., Topar, Z. Ve Dinçer, T., 1988, TKİ Dekapaj İhale Panoları için Makine Parkı Seçimi, Maliyet Analizi ve Birim Maliyetin Hesaplanması, Cilt 2, Müesseselere ait Jeoteknik ve performans Bilgileri, ODTÜ-Maden mühendisliği Bölümü, Ankara.
- Terzaghi, K., 1950, Mechanism of landslides, The Geological Society of America, Application of Geology to Engineering Practice, Barken Volume, pp. 83-123.
- Ulusay, R. ve Yoleri, M.F., 1990, TKİ GELİ Yatağan (Muğla) Eskihisar açık İşletmesi Şev Stabilitesi Etüd Raporu, MTA, Fizibilite Dairesi, Ankara.
- Uslu, S., 2005, TKİ-GELİ-Yatağan-Eskihisar Linyit Açık Ocağında Kaya Kütle karakteristiğinin Belirlenmesi ve Şev Duraylılık Analizleri, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü-Maden Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi, 165s., Konya.
- Varness, D. J., 1978, "Slope Movement Types and Processes. In Special Report 176: Land slides: Analysis and Control, TRB, National Research Council. Washington, D. C., 12-33.
- Wieczorek, G.F., 1984. "Preparing a detailed landslide-inventory map for hazard evaluation and reduction", Bulletin of Association of Engineering Geologists, 21(3), 337-342.

www.geli.gov.tr,2005

Elmas telli kesme yönteminde tabakalanma yönünün kesme performansına etkisinin incelenmesi

Investigation of effect of bedding direction on cutting performance in diamond wire cutting method

Y. Özçelik, E. Yılmazkaya, F. Bayram, N.E. Yaşıtlı & E.S. Kanbir

Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Beytepe-ANKARA

N. Kekeç

Portsan A.Ş. Bucak-BURDUR

ÖZET: Elmas telle blok kesiminde kesme performansına etki eden faktörlerden biri de kesilen kayacın tabakalanma yönüdür. Bu çalışmada, travertenin elmas telle kesiminde tabakalanma yönünün kesme performansına etkisi incelenmiştir. Çalışma kapsamında Burdur-Bucak traverteninin, Hacettepe Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümünde geliştirilen model elmas telli kesme makinasıyla arazi koşullarında tabakalanma düzlemine paralelden dike doğru 8 farklı açı değerinde (0, 15, 25, 37, 55, 65, 80 ve 90 derece) kesimleri yapılmıştır. Kesim işlemleri sırasında, kesimi gerçekleştiren boncuklarda meydana gelen birim aşınma değerleri ölçülmüş, yapılan kesimlerdeki ortalama kesim hızları ve kesimler sırasında makinede meydana gelen titreşim değerleri kaydedilmiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda, travertenlerin tabakalanma açısına bağlı olarak kesimlerden elde edilen birim aşınma, ortalama kesim hızı ve titreşim değerleri arasındaki ilişkiler incelenmiştir. İncelemeler sonucunda, kesme performansını etkileyen iki önemli parametre olan birim aşınma ve ortalama kesim hızının, traverten kesiminde tabakalanma yönü ile elmas tel arasındaki kesme açısından etkilendiği tespit edilmiş ve telin tabakalanmayla yaptığı kesim açısı arttıkça birim aşınmanın arttığı, buna karşılık ortalama kesim hızının düştüğü belirlenmiştir.

ABSTRACT: One of the parameters effect the cutting performance in diamond wire cutting is the bedding direction of the block. In this study, the effect of bedding direction to the cutting performance in diamond wire cutting of travertine is investigated. In the scope of this study, Burdur-Bucak travertine is cut with eight different angle values (0, 15, 25, 37, 55, 65, 80 and 90) from parallel to perpendicular in field conditions by the model diamond wire cutting machine developed by Hacettepe University Mining Engineering Department. During the cutting operation, unit wearing values that occurred on the diamond beads are measured, the average cutting speeds and vibration values on the cuts in process and occurred in the machine during the cutting operation are recorded. In the result of the studies, relations between unit wearing, average cutting speed and vibration values obtained from the cuttings were investigated depending on bedding angle of travertine. In the result of these investigations, unit wearing and average cutting speed, which are two important parameters in diamond wire cutting, is established to be effected by the cutting angle between bedding direction in the travertine cutting and the diamond wire, and it is determined that if the cutting angle between the diamond wire and bedding increases, the unit wearing will also increase, but the average cutting speed will decrease.

1 GİRİŞ

Traverten kelimesi genel olarak boşluklu sedimanter kayalar için kullanılan bir terimdir. Traverten, kalsiyum ve bikarbonatça zengin yeraltı sularının kaynaklar çevresinde oluşturduğu kireçtaşlarıdır (Özkul vd., 2002).

Traverten oluşum şekline göre iki farklı şekilde tanımlanır. Bilimsel tanım; kalsiyum bikarbonatça zengin sıcak suların üzerindeki basıncın

kalkmasıyla genellikle tektonik hatlarda çökmesi sonucu oluşan kimyasal sedimanter kayaları kapsar. Denizli-Pamukkale travertenleri bu tanıma en güzel örnektir. Ticari tanım: boşluklu, gözenekli kalsiyum karbonat içeren tüm kayaları kapsar. Buna göre en genç (Eosen-Miosen yaşlı) kireçtaşları da bu gruba sokulabilir. Ülkemizde traverten olarak üretilen kayaların çok büyük bir çoğunluğu ticari anlamdaki travertenlerdir. Denizel veya göksel oluşumlu bu kireçtaşlarının ortak özellikleri: boşluklu yapıda

olmaları ve canlı organizmaların bıraktıkları izlerdir (bitki sapları, stromatolitik yapılar vs.). Bu tür travertenlerdeki boşluklar daha küçük, daha az ve çoğu kez tabakalanmaya paraleldir (Kun & Türkmen, 2003).

Son yıllarda dünyadaki traverten talebine bağlı olarak ülkemizde de traverten üretimi gittikçe artmaktadır. Buna bağlı olarak, ihracatı yapılan doğal taşlar arasında travertenin payı hızla artmaktadır. İstanbul Maden ve Metaller İhracatçı Birlikleri Genel Sekreterliğinden (İMMİB) alınan verilere göre 2005 yılında blok, işlenmiş ve plaka halinde yapılan toplam traverten ihracatı yaklaşık olarak 356 milyon \$'dır. 2004 yılında bu ihracat toplam 208 milyon \$ olarak gerçekleşmiştir.

Doğal taş ihracatımızın büyük bir bölümünü oluşturan travertenin, ocaklardan üretim aşamasında verimli ve düşük maliyetle üretim olanaklarının araştırılması ve optimizasyonu önemli bir konuyu teşkil etmektedir. Travertenin üretim maliyetini etkileyen en önemli unsurlardan bir tanesi, ocakta blokların kesiminde kullanılan elmas telli kesicilerin performansı ve verimliliğidir. Elmas telli kesme yöntemi, maliyeti açısından değerlendirildiğinde en önemli etken, kesimi gerçekleştiren yüksek maliyetli boncuklarda meydana gelen aşınma miktarlarıdır. Bu nedenle elmas telli kesme yöntemi ile ilgili olarak yapılacak optimizasyon ve diğer teknolojik çalışmalarda bu konunun öncelikle dikkate alınması büyük önem taşımaktadır. Elmas boncuklardaki aşınma miktarı ve yapılan kesimin hız değerleri elmas telin kesim verimini göstermektedir. Doğal taş ocaklarında elmas telli kesim yapılırken, ocaktaki kayacın özelliklerine göre de kesimler planlanmalıdır. Kayaçların fiziki ve mekanik özellikleri kesme verimiyle doğrudan ilişkilidir (Özçelik, 1999).

Elmas telli kesme makinesinin ocaklarda kullanımının yaygınlaşması, doğal taş madenciliğinde yeni bir dönem açmasıyla birlikte makinenin performansını etkileyen çok sayıda

parametrenin (Çiz. 1) olması ve kesmede kullanılan yüksek tel maliyetinden dolayı bu makinenin optimum çalışma koşullarının belirlenmesi bir zorunluluk oluşturmaktadır (Özçelik vd., 2005).

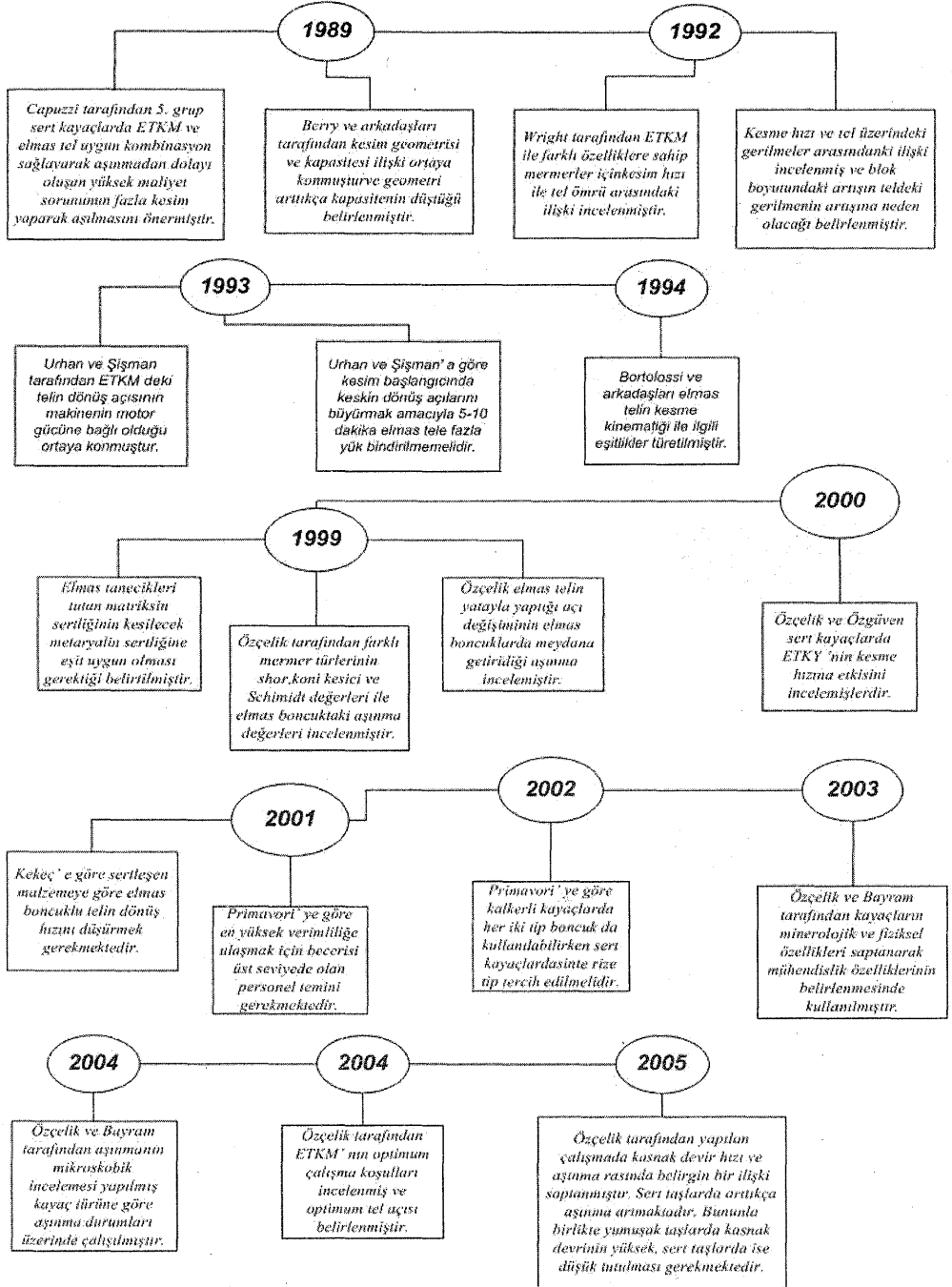
Çizelge 1'de görüldüğü gibi, yarı değişken/değişken makina parametreleri ve değiştirilemez ortam kayaç parametreleri (kayaçların fiziki, mekanik ve mineralojik-petrografik özellikleri) elmas telli kesmede kesimi etkileyen parametrelerdir. Bu parametreler kesim sırasında elmas boncukta meydana gelen aşınma miktarını doğrudan etkilemektedir. Kayacın özellikleri değiştikçe gerek çizelgedeki değişkenler ve gerekse boncuklarda meydana gelebilecek aşınma miktarında da farklılıklar oluşacaktır.

Elmas telli kesme makinasıyla çeşitli bilim adamları tarafından bugüne kadar yapılmış birçok çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan önemli olanları Şekil 1'de verilmiştir. Yapılan çalışmalar değerlendirildiğinde, araştırmacılar genelde kayaç özellikleriyle boncuklarda meydana gelen aşınmaların ve kesim hızlarının ilişkilerini, mineralojik ve petrografik özelliklerin kesme performansı ve boncuklarda meydana gelen aşınmalarla olan ilişkilerini incelemişlerdir. Ancak, elmas telli kesme yönteminde kesilecek doğal taşın tabakalanma düzleminin kesme performansına ve özellikle elmas boncuklarda meydana gelecek aşınmalara etkisinin incelenmesi gerçekleştirilememiştir (Özçelik vd., 2005).

Bu nedenle bu çalışmada Burdur-Bucak traverteninde, Hacettepe Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü bünyesinde geliştirilen tam otomatik bilgisayar kontrollü elmas telli kesme makinasıyla tabakalanma yönüne farklı açılarda kesimler gerçekleştirilmiştir. Yapılan kesimler sonucunda travertenlerdeki tabakalanma düzleminin kesim verimliliğine etkisi, elmas boncuklardaki aşınma miktarına ve kesim hızına bakılarak incelenmiştir.

Çizelge 1. Elmas Teli Kesme Performansına Etki Eden Faktörler (Özçelik vd., 2005)

Sabit Faktörler		Değiştirilebilir Özellikler	
Kesilecek Kayacın Özellikleri		Kesme Ekipmanının Özellikleri	Çalışma Koşulları
• Kayacın sertliği • Kayacın dayanımı • Su içeriği • Alterasyon derecesi • Kaya içerisindeki süreksizlikler • Mineralojik bileşim ve doku		• Motor gücü ve telin dönüş hızı • Elmas teli yapısı • Kesilen bloğun boyutları • Kesme süresi boyunca, telin kesim geometrisi • Makina titreşimi • Su tüketimi	• Kalifiye eleman • Kullanılan teknik

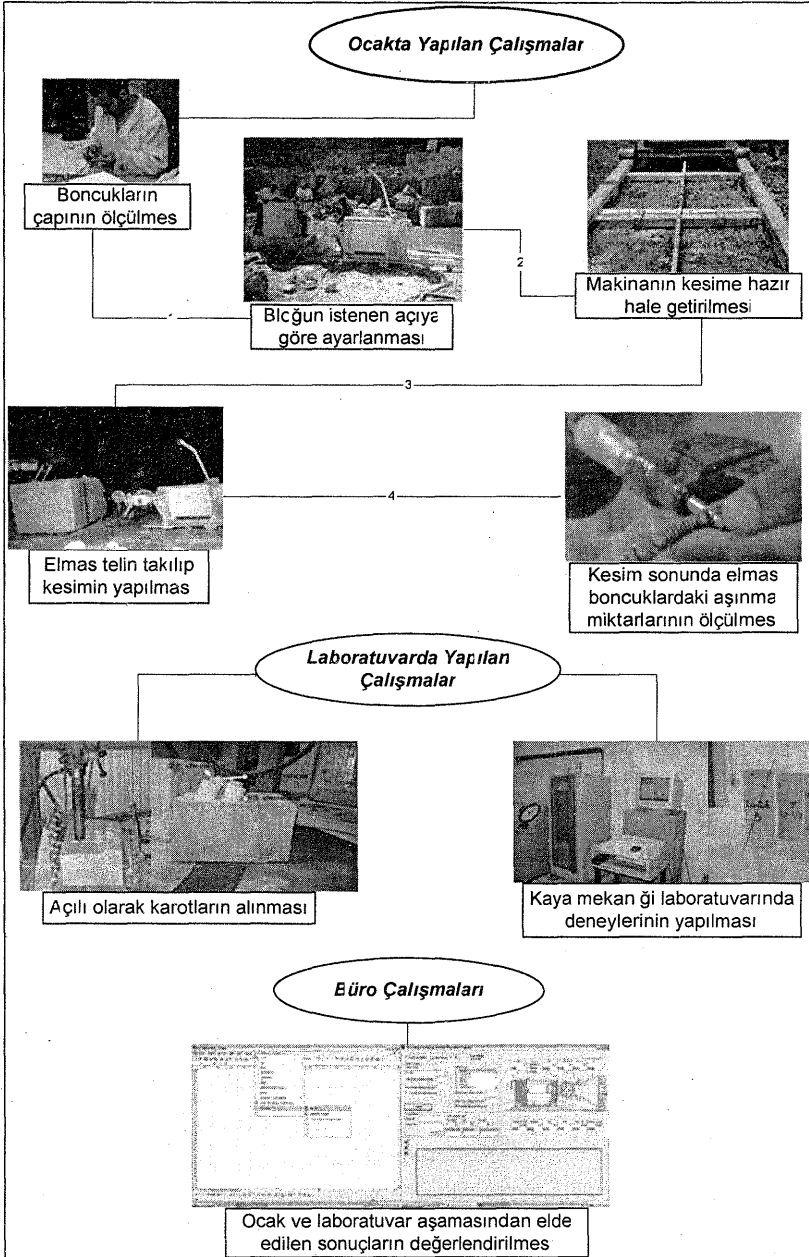


Şekil 1. Kesim performansına etkiyen parametreler üzerinde çeşitli bilim adamları tarafından yapılan çalışmalar (Özçelik vd., 2005).

2 YAPILAN ÇALIŞMALAR

Bu araştırma kapsamında yapılan çalışmalar genel olarak üç aşamada gerçekleştirilmiştir (Şek. 2)

- Ocakta yapılan çalışmalar
- Laboratuvarda yapılan çalışmalar
- Büro çalışmaları



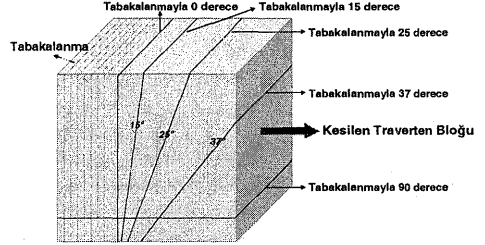
Şekil 2. Çalışmada izlenen yöntem

Ocakta yapılan çalışmalarda, Burdur-Bucak travertenini üzerinde tabakalanma düzlemiyle değişik açılarda kesimler yapılmıştır. Tabakalanma düzlemine paralel kesim 0 derece olarak adlandırılmış ve bu değerden başlayarak tabakalanmayla 8 farklı açı değerinde (0, 15, 25, 37, 55, 65, 80 ve 90 derece) tam otomatik bilgisayar kontrollü elmas telli kesme makinasıyla kesimler gerçekleştirilmiştir (Şek. 3). Kesimler sırasında kesim hızları ve makinada oluşan üç yönlü (X,Y ve Z) titreşim değerleri kaydedilmiştir. Aynı zamanda, kesim sırasında elmas boncuklarda meydana gelen aşınmalar belirlenmiştir. Bu kesimler yapılırken elmas telli kesme makinasının kasnak devir hızı (1100 RPM) ve çalışma amperajı (29 A) sabit tutulmuştur.

Çalışmanın laboratuvar aşamasında ise, kesimi gerçekleştirilen travertenin fiziki ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi çalışmaları gerçekleştirilmiştir. Bunun için kesim gerçekleştirilen her bir açı değerine göre karotlar alınmış ve bu karotlar üzerinde TS 699 (TSE, 1987) ve ISRM(1981) standartlarına uygun olarak

laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmalar sonucunda elde edilen travertene ait fiziki ve mekanik özellikler Çizelge 2-a ve b'de verilmiştir.

Araştırmanın son aşaması olan büro çalışmalarında ise, ocak ve laboratuvar çalışmalarından elde edilen sonuçların birlikte değerlendirilmesi ve sonuçların ortaya konulması amaçlanmıştır. Bu amaçla tabakalanma düzlemiyle yapılan kesim açılarının elde edilen aşınma, kesim hızı ve titreşim değerleriyle ilişkileri ortaya konulmuştur.



Şekil 3. Traverten bloğunda tabakalanma düzleminin ve yapılan kesim açılarının şematik görünümü

Çizelge 2-a. Kesimi gerçekleştirilen Burdur-Bucak traverteninin genel fiziki özellikleri

Birim Hacim Ağırlık (g/cm ³)	Mohs Sertliği	Ağırlıça Su Emme (%)	Shore Sertliği	Görünür Gözeneklilik (%)
2,451	2,5-3,0	1,46	45	3,50

Çizelge 2-b. Kesimi gerçekleştirilen Burdur-Bucak traverteninin farklı kesim açılarındaki bazı mekanik özellikleri

	0°	15°	25°	37°	55°	65°	80°	90°
TEBD(MPa)	35,41	43,13	43,96	45,02	45,97	46,90	57,51	63,05
ÇD(MPa)	5,462	4,567	3,831	3,743	4,425	4,815	4,883	5,275

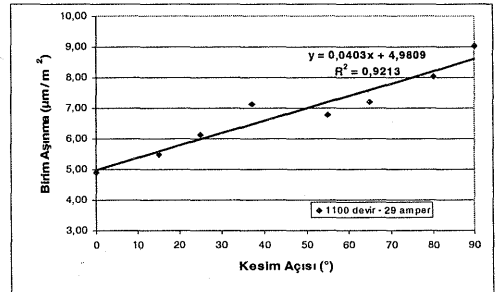
(TEBD: Tek Eksenli Basma Dayanımı, ÇD: Çekme Dayanımı)

3 KESİM AÇISININ KESİM PARAMETRELERİYLE İLİŞKİLERİNİN İNCELENMESİ

3.1 Kesim açısı-birim aşınma ilişkisi

Çalışma kapsamında traverten ocağında yapılan kesimler sonucunda, elmas boncuklarda meydana gelen birim aşınmalar ile kesim hattının tabakalanma düzlemiyle yaptığı kesim açısı arasındaki ilişki incelendiğinde, kesim açısıyla birim aşınmanın oldukça yüksek derecede ilişkili ($R^2=0,92$) olduğu görülmüştür (Şekil 4).

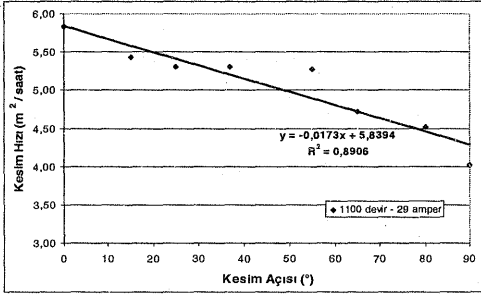
Buna göre, kesim açısı arttıkça elmas boncuklarda meydana gelen birim aşınma miktarı artmaktadır.



Şekil 4. Burdur-Bucak traverteninde kesim açısı-birim aşınma ilişkisi

3.2 Kesim açısı- kesim hızı ilişkisi

Yapılan kesim işlemlerinde belirlenen ortalama kesim hızları ile kesim açısı arasındaki ilişki Şekil 5'te verilmiştir.



Şekil 5. Burdur-Bucak traverteninde kesim açısı-ortalama kesim hızı ilişkisi

Şekil 5 incelendiğinde, kesim açısının ortalama kesim hızıyla oldukça ilişkili olduğu ($R^2=0,89$) görülmektedir. Buna göre, kesim hattının tabakalanma düzlemiyle yaptığı açının artmasıyla elmas teli kesim hızının azalmaktadır.

3.3 Kesim açısı-titreşim ilişkileri

Kesimler sırasında kaydedilen üç yönlü (X,Y ve Z) titreşim değerlerinin kesim zamanına bağlı değişimi farklı kesim açılarına göre Şekil 6'da verilmiştir.

Şekil 6'da da görüldüğü gibi, aşınmanın en düşük olduğu 0° kesim açısında yapılan kesimde titreşim genliği en düşük, yine aşınmanın en yüksek olduğu 90°'de yapılan kesimde titreşim genliği en yüksek olmaktadır. Dolayısıyla elmas telli kesme yöntemiyle yapılan kesimlerde, makinada oluşan titreşimin boncuklarda meydana gelen aşınmalar üzerinde etkili olduğu bilindiğine göre (Özçelik vd, 2005) titreşim genliği arttıkça boncuklarda meydana gelen aşınmaların da yüksek olacağı söylenebilir.

4 SONUÇLAR

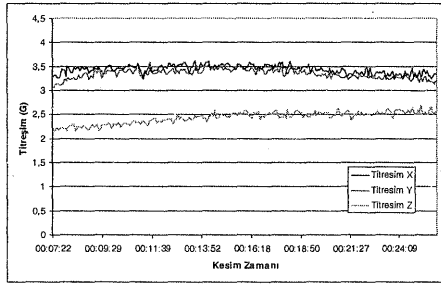
Elmas telli kesme yönteminde, tabakalanma yönünün kesim performansına etkisinin incelenmesi için amacıyla Burdur-Bucak'ta bir traverten ocağında sabit çalışma koşulları altında yapılan bu çalışmada aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Elmas telli kesmede kesim hattının tabakalanma yönüyle yaptığı açıyla boncuklarda meydana gelen aşınma arasında doğrusal bir ilişkinin olduğu ($R^2=0,92$) tespit edilmiştir. Kesim hattının tabakalanma yönüyle yaptığı açının (kesim açısının) artmasıyla aşınmanın da arttığı belirlenmiştir.

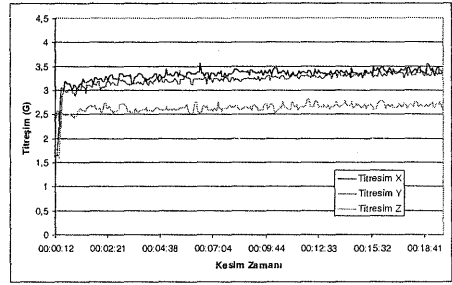
- Kesim açısının artmasıyla yapılan kesimlerde kesim hızının azaldığı belirlenmiştir. Kesim açısıyla kesim hızı arasında ters bir ilişki tespit edilmiştir ($R^2=0,89$).
- Traverten bloğunda yapılan kesimlerde kesim açısı arttıkça aşınmanın arttığı, kesim hızının düştüğü tespit edilmiştir.
- Yapılan çalışmada aşınmanın en düşük olduğu 0° kesim açısında yapılan kesimde titreşim genliğinin en düşük, yine aşınmanın en yüksek olduğu 90°'de yapılan kesimde titreşim genliğinin en yüksek olduğu belirlenmiştir.
- Yapılan incelemeler, titreşim değerlerinin gerek kesim kalitesi gerekse boncuklarda meydana gelen aşınmalar üzerinde etkili olduğunu göstermiştir.

KAYNAKLAR

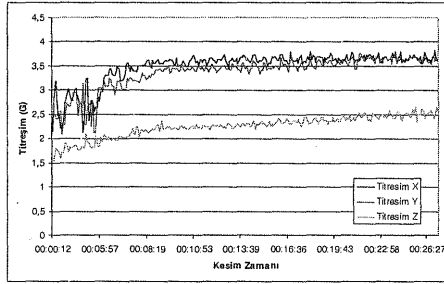
- ISRM, 1981, *Rock Characterization Testing and Monitoring; Suggested Methods*: Oxford, 16 p.
- Kun, N. ve Türkmen, F., 2003, *Burdur-Bucak Çevresi Travertenlerinin Jeolojik Özellikleri*, Türkiye IV. Mermer Sempozyumu (MERSEM'2003), s. 257-268.
- Özçelik, Y., 1999, *Mermercilikte Elmas Tel Kesme Makinalarının Çalışma Koşullarının İncelenmesi*, Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 242 s.
- Özçelik, Y.; Ay, A.M.; Bayram, F. ve Yaşıtlı, N.E., 2005, *Model Elmas Tel Kesme Makinası Düzenineğin Oluşturulması ve Kesmede Etken Parametrelerin İncelenmesi*, Hacettepe Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Birimi, Proje No: 02 02 602 011, 91 s.
- Özkul, M.; Varol, B. ve Çiçek, M.C., 2002, *Denizli Travertenlerinin Petrografik Özellikleri ve Depolanma Ortamları*, *MTA Dergisi*, Sayı:125, s.13-19.
- TSE, 1987, *Doğal Yapı Taşları Muayene ve Deney Yöntemleri*, T.S. 669, T.S.E. Yayını, 82 s.



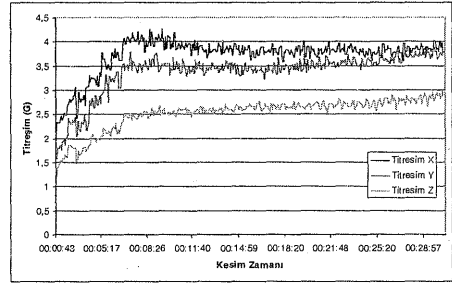
0°



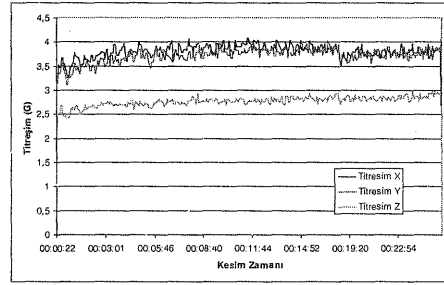
15°



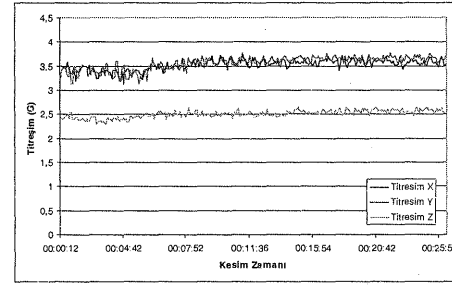
25°



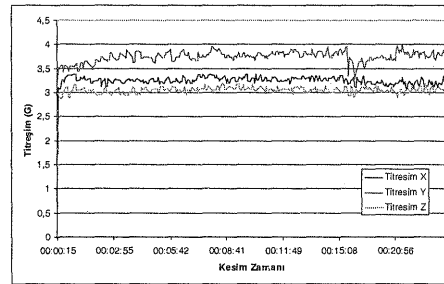
37°



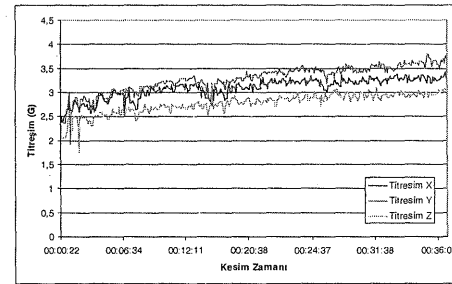
55°



65°



80°



90°

Şekil 6. Farklı kesim açılarında kesim süresince makinada oluşan titreşim değerlerinin kesim zamanına bağlı değişimi

Sığ Tünellerin Üstyapıya Etkisinin Sınır Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi

Studies shallow tunnels effects on ground movement with finite element method

B. Kimençe

İnşaat Mühendisliği, İnşaat Fakültesi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Maslak - İSTANBUL

ÖZET: Zemin içerisinde yapılan tünellerden dolayı kaybedilen toprak, yüzey göçmelerine ve yanal hareketlere neden olur. Mevcut yapıların altından geçecek tünellerde, yapıların üzerinde oluşacak etkilerin hesaplanmasının önem kazandığı görülmektedir. Bu çalışmanın amacı, bu problemi inceleyerek, tünelin ve üst yapının birbirlerine olan etkisini araştırmak ve uygun çözümler önermektir. Tünel – üst yapı etkileşiminde en büyük problem, yer yüzeyindeki oturmadan dolayı oluşan problemidir. Bu nedenle bu çalışmada yeryüzüne yakın tünellerden dolayı yüzeydeki yer değiştirmeler elde edilerek, bu yer değiştirmelerden dolayı üst yapıda oluşacak zorlamalar incelenecektir. Bunun için sınır elemanlar metodu kullanılarak elde edilen sonuçlar, sonlu elemanlar ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılacaktır. Ayrıca literatürden alınan ve yerinde ölçülerek elde edilen değerlerle karşılaştırılarak optimum çözümler önerilecektir.

ABSTRACT: Tunnelling through soils results in ground loss, causing surface settlements and transverse movements. Where the tunnel drive passes below an existing structure, it is important to estimate the effects upon the structure. However, the free ground deformations should not simply be imposed upon a structure, because the structure contributes to stiffening of the ground. A computational soil-structure interaction analysis is required, to obtain detailed stress–deformation response. First, boundary element method is used to estimate ground movements due to a tunnel in free ground, and the results are compared with the results of finite element method and measured settlements.

1 GİRİŞ

Elastostatikte genel problem, herhangi bir cisimde, bilinen sınır koşulları altında cisimdeki gerilmeler ve yer değiştirmelerin hesabıdır. Bu büyüklüklerin hesaplanması, cismin diferansiyel denge denkleminin, sınır koşullarını ve uygunluk koşullarını sağlayacak şekilde çözülmesiyle mümkündür. Bazı durumlarda analitik çözümler bulmak oldukça zordur. Buna karşın sayısal hesap yöntemleri gelişmiştir. Sayısal hesap yöntemlerinden bazıları ise, sonlu farklar yöntemi, sonlu elemanlar yöntemi ve sınır elemanlar yöntemi (BEM) olarak sıralanabilir (Brebbia & Telles & Wrobel 1984).

Sonlu elemanlar yöntemi, elastisite denklemlerinin çözümü için elastik bölgenin tümü üzerinde bir integrasyon gerektirir. Sınır elemanlar yönteminde ise ayrıklaştırma bölgenin sınırlarında yapılmaktadır. Ayrıklaştırmanın sınırdan yapılması ile

problemin çözüm bölgesi bir mertebe azalır. Üç boyutlu problemler için bölgenin yüzeyinde, iki boyutlu problemler için ise bölgenin sınırındaki kapalı eğride ayrıklaştırma yapılarak problemin çözümü elde edilmektedir.

Sınır eleman denklemlerinin elde edilmesinde genelde iki farklı teknik kullanılmaktadır. Bu teknikler direkt sınır eleman yöntemi ve indirekt sınır eleman yöntemidir. Direkt yöntemde Betti karşılık teoremi kullanılarak sınırdaki gerilmeler ve yer değiştirmeler hesaplanır. İndirekt yöntemde ise verilen sınır koşulları altında önce sınırdaki fiktif değerler hesaplanır, daha sonra bu fiktif değerler kullanılarak sınırdaki ve bölgedeki bilinmeyenler hesaplanır. İndirekt yöntem, fiktif gerilme yöntemi (FSM) ve yer değiştirme süreksizliği yöntemi (DDM) olmak üzere iki kısımda incelenir (Crouch 1983). Fiktif gerilme yönteminde temel bilinmeyenler fiktif gerilmeler, yer değiştirme

sürekliği yönteminde temel bilinmeyenler yer değiştirme süreksizlikleridir.

Zemin yapı etkileşimi (ZYE) problemlerinde yapının davranışı ve zeminin çevresi birbirine bağlıdır ve çözüm yapı ve zeminin her ikisinin de uygun bir şekilde analiz edilmesini gerektirir. Birçok ZYE problemleri sayısal yöntemler kullanılarak analiz edilir. Mevcut yapıların altından geçecek tünellerde, yapıların üzerinde oluşacak etkilerin hesaplanmasının önem kazandığı bilinmektedir. Zeminin ve yapının malzeme açısından farklı özellikler göstermesi nedeniyle iki malzemeli bölgede indirekt sınır eleman yöntemi denklemleri incelenmesi gerekmektedir (Selby 1999, Kimençe 1997, Kigili 2006).

Sayısal uygulamalarda, zemin yüzeyindeki yüksek duvar yapısı ile iç basınç etkisindeki tünelin etkileşimi, üzerinde düşey yayılı yük bulunan yapı ile tünelin etkileşimi, tek tarafından yatay yayılı yüke maruz yapı ile tünelin etkileşimi problemleri incelenmiştir. Zemin yüzeyindeki gerilme ve yer değiştirmeler hesaplanmış, elde edilen sonuçlar literatürdeki sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

2 GENEL DENKLEMLER

Bir elastik cisimde problem, cismin üzerine etkileyen dış yük veya cisim kuvveti etkisi altında gerilmeler veya yer değiştirmelerin bulunmasıdır. Bu durum için elastik cisimde denge denklemleri indis notasyonunda σ_{ij} gerilme tansörü, β_i dış kuvvet olmak üzere

$$\sigma_{ij,j} + \beta_i = 0 \quad (2.1)$$

şeklinde.

Sınır elemanlar yönteminde, problemin diferansiyel denkleminin homojen çözümüne karşı gelen ve temel çözüm olarak adlandırılan bir çözüme gereksinim vardır. Bu çözüm üç boyutlu cisimlerde Kelvin çözümü, yarım uzay problemlerinde Kelvin ya da Mindlin çözümü olabilir. İki boyutlu problemlerde ise Flamant çözümü, Kelvin çözümü veya Melan çözümü kullanılabilir.

Sonsuz düzlemde bir Q noktasına etkileyen F kuvvetinin sebep olduğu herhangi bir P noktasındaki yer değiştirme bileşenleri

$$u_i(Q) = U_{ij}(P, Q) F_j(P) \quad (2.2)$$

bağıntısıyla elde edilebilir. Burada $U_{ij}(P, Q)$, j yönünde Q noktasındaki birim yükten dolayı, i

yönünde P noktasındaki yer değiştirme olmak üzere, düzlem şekil değiştirme için Kelvin tarafından

$$U_{ij}(P, Q) = -\frac{1}{8\pi(1-\nu)G} [(3-4\nu) \ln r \delta_{ij} - r_i r_j] \quad (2.3)$$

bağıntısıyla verilmiştir. Burada δ_{ij} kronecer deltası olmak üzere

$$r_i = r_i / r \quad r_i = P_i - Q_i \quad (2.4)$$

değerlerine eşittir.

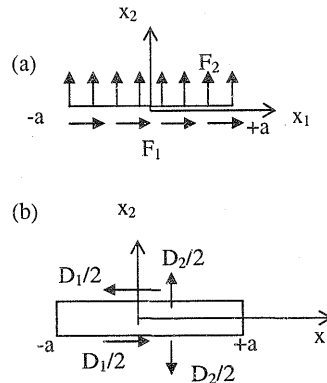
Benzer şekilde herhangi bir P noktasındaki gerilme bileşenleri için, (2.2) denklemini kullanılarak

$$\sigma_{ij}(Q) = S_{ijk}(P, Q) F_k(P) \quad (2.5)$$

şeklinde elde edilirler. Burada, $S_{ijk}(P, Q)$ tesir fonksiyonları ise $U_{ij}(P, Q)$ tesir fonksiyonlarına bağlı olarak elde edilirler.

3 SINIR ELEMANLAR YÖNTEMİ

Bu çalışmada iki indirekt sınır elemanlar yönteminden fiktif gerilme yöntemi ve yer değiştirme süreksizliği yöntemine yer verilmiştir. Her iki yöntemde de malzeme homojen, izotrop ve lineer elastik malzeme olarak göz önüne alınacaktır. İndirekt sınır elemanlar yönteminde, tesir fonksiyonları kapalı formda kesin olarak elde edilmişlerdir. Nümerik integrasyona göre avantajları; analitik tesir fonksiyonları kesindir, sayısal integrasyondaki tesir fonksiyonları yaklaşıktır. Fiktif gerilme yönteminde gerilme tekilliği çok düşük olduğundan cismin dış sınırını fiktif gerilme tesir fonksiyonları ile modellemek uygundur.



Şekil 3.1 Sabit elemanlar (a) FSM, (b) DDM.

3.1 Fiktif gerilme yöntemi

Fiktif gerilme yönteminde, bölgenin sınırlarına fiktif kuvvetler uygulanarak problemin çözümü elde edilmektedir. Sınırdaki integrallerin süperpozisyonu ile elde edilen lineer denklem takımının çözülmesiyle fiktif kuvvetler elde edilir. Daha sonra bu fiktif kuvvetler kullanılarak, bölgede ve sınırlardaki gerilmeler ve yer değiştirmeler hesaplanır. Buna göre (2.2) ve (2.5) yer değiştirme ve gerilme eşitlikleri $(-a, a)$ aralığındaki integrasyonu (Şek. 3.1a) Q noktasındaki yer değiştirme ve gerilme bileşenleri sırasıyla

$$u_i(Q) = \int_{\Gamma} U_{ij}(P; Q) F_j(P) d\Gamma(P) \quad (3.1)$$

$$\sigma_{ij}(Q) = \int_{\Gamma} S_{kij}(P; Q) F_k(P) d\Gamma(P) \quad (3.2)$$

şeklinde elde edilirler. Burada Γ yüzeyin sınırını göstermektedir

3.2 Yer değiştirme süreksizliği yöntemi

Yer değiştirme süreksizliği yönteminde çözüm yöntemi, indirekt sınır elemanlar yöntemiyle tamamen aynıdır. Farkı, bir yüzey yerine (herhangi bir elemanda) karşılıklı iki yüzey göz önüne alınmasıdır. Buna göre yüzeyler, bir eleman olarak kabul edilebilir. Doğru parçasının bir tarafından diğerine geçerken, yer değiştirmeler $D_i = (D_1, D_2)$ değerinde sabit olduğu belirtilen bir değişime uğrarlar. D_i yer değiştirme süreksizliği,

$$D_i = u_i(x_1, 0_-) - u_i(x_1, 0_+) \quad (3.3)$$

denklemlerinde görüldüğü gibi, parçanın iki tarafı arasındaki yer değiştirme farkı olarak tanımlanır (Şek.3.1b). Yer değiştirme süreksizliğinin tesir fonksiyonları, sonsuz düzlemdeki tekil kuvvet temel çözümü kullanılarak elde edilir. Bunun için, tekil kuvvetler bir elemanda karşılıklı yönde uygulanarak, söz konusu elemandaki yer değiştirmeler hesaplanmaktadır.

Sonsuz düzlemde bir nokta göz önüne alınsın, burada her hangi bir tekil kuvvetten oluşan tesir fonksiyonu (2.2) bağıntısı yazılarak, sonsuz bölgede kalınlığı Δ olan bir elemanda karşılıklı iki yönde tekil kuvvetler uygulandığında, yer değiştirme alan fonksiyonu

$$u_i(Q) = F_j \left\{ U_{ij} - \frac{\Delta}{2} \frac{\partial U_{ij}}{\partial x_2} \right\} - (U_{ij} + \frac{\Delta}{2} \frac{\partial U_{ij}}{\partial x_2}) \quad (3.4)$$

olur. Sadeleştirme işlemi yapılarak

$$u_i(Q) = -\frac{\partial U_{ij}}{\partial x_2} F_j \Delta \quad (3.5)$$

şeklinde temel çözümlerin kuvvet yönündeki türevleri cinsinden elde edilir. Burada $F_j \Delta$, dipol gerilmesi olarak isimlendirilebilir (Brady & Bray 1978).

3.2.1 Normal doğrultuda yer değiştirme süreksizliği

Elastik, izotrop bir cisim için Hooke denklemleri kullanılarak, sadece eksenel şekil değiştirme halinde ($\epsilon_{22} \neq 0$, diğer şekil değiştirmeler sıfır), gerilme ifadeleri arasındaki bağıntılar

$$\sigma_{11} = \sigma_{33} = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{22} \quad (3.6)$$

şeklinde elde edilir.

Buna göre düşey doğrultuda eksenel şekil değiştirme durumunda, (3.5) ve (3.6) eşitliklerini kullanmak suretiyle düzlem içinde bir (P) noktasındaki x_2 yönünde yer değiştirme süreksizliğinden dolayı oluşan temel çözümlerde gerilme ve yer değiştirme bileşenleri

$$\sigma_{ij} = -2GD_2 \frac{1-\nu}{1-2\nu} \left\{ \sigma_{ij,b}^2 + \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_{ij,a}^1 \right\} \quad (3.7)$$

$$u_j = -2GD_2 \frac{1-\nu}{1-2\nu} \left\{ u_{j,b}^2 + \frac{\nu}{1-\nu} u_{j,a}^1 \right\} \quad (3.8)$$

şeklinde elde edilir. Burada 1 ve 2 üst indisleri, x_1 ve x_2 yönündeki tekil kuvvetten oluşan alan fonksiyonunu gösterirken, a ve b alt indisleri ise, bu alan fonksiyonlarının a ve b doğrultularındaki türevlerini göstermektedir.

3.2.2 Kayma yer değiştirme süreksizliği

Kayma yer değiştirmesi süreksizliği durumunda, şekil değiştirme bileşenlerinden sadece $\epsilon_{12} \neq 0$, diğer tüm şekil değiştirme bileşenleri sıfır olacak şekilde yükleme yapılarak elde edilebilir. Buna göre, yatay doğrultuda yer değiştirme süreksizliğinden dolayı herhangi bir (Q) noktasında oluşan temel çözümlerde gerilme ve yer değiştirme bileşenleri

$$\sigma_{ij} = -GD_1 \left\{ \sigma_{ij,b}^1 + \sigma_{ij,a}^2 \right\} \quad (3.9)$$

$$u_i = -GD_1 \left\{ u_{i,b}^1 + u_{i,a}^2 \right\} \quad (3.10)$$

şeklinde elde edilirler.

Buna göre her iki yöndeki sabit yer değiştirme süreksizliği için, bu tekil çözümlerin (-a,a) aralığındaki integrasyonu ile sınırdaki her hangi bir doğrusal elemandan dolayı bölgede (Q) noktasındaki gerilme ve yer değiştirme bileşenleri

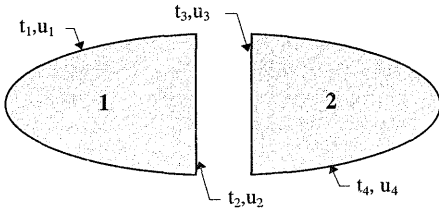
$$u_i(Q) = \int_{\Gamma} U_{ij}^d(P; Q) D_j(P) d\Gamma(P) \quad (3.11)$$

$$\sigma_{ij}(Q) = \int_{\Gamma} S_{kij}^d(P; Q) D_k(P) d\Gamma(P) \quad (3.12)$$

şeklinde elde edilebilir.

3.3 İki malzemeli bölge

Bu bölümde iki malzemeli bölgede indirekt sınır eleman denklemleri incelenecektir. Bu amaçla Şekil 3.2'de görüldüğü gibi iki alt bölgeden oluşan bir cisim göz önüne alınarak, malzeme her iki bölgede de homojen, izotrop ve lineer elastik olarak kabul edilmiştir. Genel olarak sınırdaki yazılan sınır eleman denklemlerine ek olarak ara yüzeydeki süreklilik koşulları kullanılarak sınır eleman denklemleri elde edilmektedir.



Şekil 3.2 İki malzemeli bölge

Ara yüzeydeki süreklilik koşulları
i) uygunluk koşulu

$$u_2 - u_3 = 0 \quad (3.13)$$

ii) ve denge koşulu

$$t_2 + t_3 = 0 \quad (3.14)$$

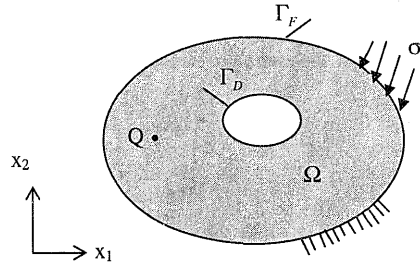
olmak üzere iki denklemden ibarettir. Sınır eleman denklemleri ise "1" indisi birinci bölge ve "2" indisi ikinci bölge olmak üzere (3.13) ve (3.14) koşulları uygulandıktan sonra sınır elemanlar denklemleri :

$$\begin{bmatrix} T_{11} & T_{12} & 0 \\ T_{21} & T_{22} & 0 \\ 0 & T_{33} & T_{34} \\ 0 & T_{43} & T_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} U_{11} & U_{12} & 0 \\ U_{21} & U_{22} & 0 \\ 0 & -U_{33} & U_{34} \\ 0 & -U_{43} & U_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} t_1 \\ t_2 \\ t_3 \\ t_4 \end{Bmatrix} \quad (3.15)$$

şeklinde yazılabilir. Bu lineer denklem sisteminin çözülmesiyle sınırdaki ve ara yüzeydeki bilinmeyenler elde edilir.

4 SAYISAL HESAP YÖNTEMİ

Şekil 4.1 de görüldüğü gibi sonsuz düzlemde kapalı bir boşluk göz önüne alınsın. Burada sınırlar 2a uzunluğunda doğrusal elemanlara bölünerek, j elemanındaki yüklemekten dolayı i elemanın orta noktasındaki gerilme ve yer değiştirmeler hesaplanacaktır.



Şekil 4.1 Düzlemde içi boşluklu bölge

s ve n lokal koordinatlar olmak üzere, A_{ss}^{ij} ve B_{ss}^{ij} vb. tesir fonksiyonları yer değiştirme süreksizliği yönteminde (3.1-2), fiktif gerilme yönteminde (3.11-12) eşitliklerinin lokal koordinatlarda (-a,a) aralığındaki integrasyon sonuçları olup yer değiştirme süreksizliği yöntemi ve fiktif gerilme yöntemi için genel olarak

$$u_s^i = \sum_{j=1}^N B_{ss}^{ij} \phi_s^j + \sum_{j=1}^N B_{sn}^{ij} \phi_n^j \quad (4.1)$$

$$u_n^i = \sum_{j=1}^N B_{ns}^{ij} \phi_s^j + \sum_{j=1}^N B_{nn}^{ij} \phi_n^j \quad (4.2)$$

$$\sigma_s^i = \sum_{j=1}^N A_{ss}^{ij} \phi_s^j + \sum_{j=1}^N A_{sn}^{ij} \phi_n^j \quad (4.3)$$

$$\sigma_n^i = \sum_{j=1}^N A_{ns}^{ij} \phi_s^j + \sum_{j=1}^N A_{nn}^{ij} \phi_n^j \quad (4.4)$$

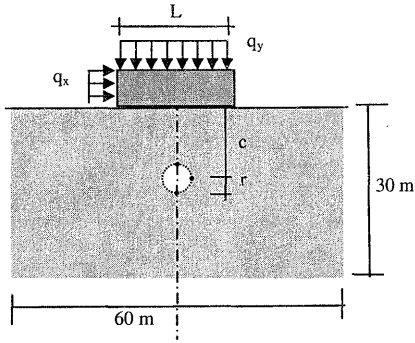
şeklinde 2N tane lineer denklem takımı elde edilir.

Bu denklem takımlarının verilen sınır koşulları altında çözülmesiyle sınırdaki fiktif değerler elde edilir. Daha sonra bu fiktif değerler kullanılarak, bölgede ve sınırlardaki gerilmeler ve yer değiştirmeler hesaplanır. Buradaki fiktif değerler, yer değiştirme süreksizliği yöntemi için yer değiştirme süreksizlikleri ($\phi = D_1$), fiktif gerilme yöntemi için de fiktif gerilmelerdir ($\phi = F_1$).

5 SAYISAL UYGULAMALAR

5.1 Tünelde sadece iç basınç etkisi

Bu örnekte killi zeminde açılan $2r=4$ m çapında, $c=10$ m aks derinliğindeki tünelin zemin yüzeyindeki 5 m yüksekliğinde ve 16 m genişliğindeki duvar ile olan etkileşimi incelenecektir. Zeminin elastisite modülü 50 MPa, poisson oranı $\nu=0.49$, duvarın elastisite modülü $10 \cdot 10^6$ kPa, poisson oranı ise $\nu=0.2$ dir. Tünel 200 kPa radyal basınç altındadır. Sınır eleman çözümünde (DDM) toplam eleman sayısı 131 alınmış ve tünelin bulunduğu radyal yükün etkideği bölgede ve duvar ile zeminin etkileştiği bölgede eleman sayısı artırılmıştır. Simetri koşulundan yararlanılarak problemin 1/2'si ile çözüm yapılmıştır. ANSYS ile çözümünden elde edilen sonuçlar Selby (1999) deki sonuçlar karşılaştırılarak Şekil 5.2a'da zemin yüzeyindeki yer değiştirme grafiği verilmiştir.

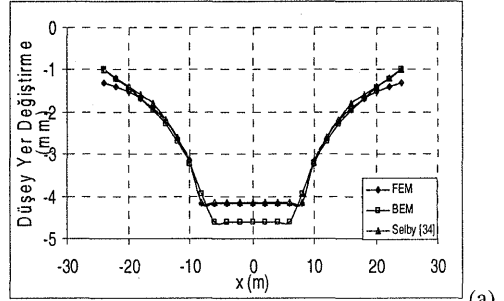


Şekil 5.1 Çeşitli yükleme durumlarında tünel ve üst yapı

5.2 Yapıya sadece dikey yayılı yük etkisi

Yapı üzerinde dikey 200 kPa bir yayılı yük bulunmaktadır. ANSYS ile çözümünden elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak aşağıda yer değiştirme ve gerilme grafikleri verilmiştir. Ayrıca aynı yükleme altında $r=4$ m alınarak c/r 'nin değişen değerleri için ($L=16$ m sabit) ve aynı şekilde $c=10$ m alınarak bu

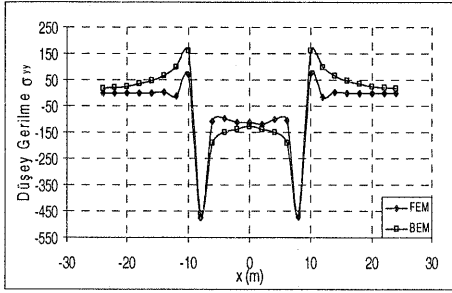
seferde L/r nin değişen değerleri için ($L=16$ m sabit) problem BEM ile çözülmüş yer değiştirmeler ve gerilmelere ait grafikler Şekil 5.2b'de verilmiştir.



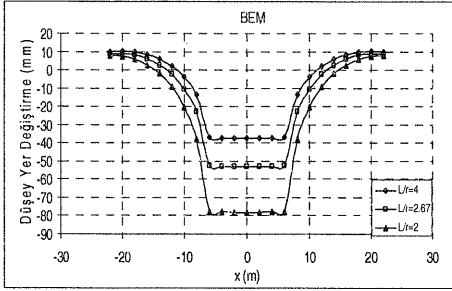
Şekil 5.2 (a) tünele etkiye iç basınçtan dolayı, (b) $q_y=200$ kPa dikey yükten dolayı zemin yüzeyindeki dikey yer değiştirmeler

5.3 Yapıya sadece yatay yayılı yük etkisi

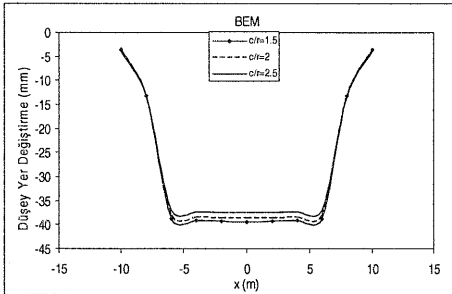
Yapıya bir yüzünden yatay 200 kPa bir yayılı yük etkimektedir. Sınır eleman çözümünde (DDM) toplam eleman sayısı 158 alınmış, tünelin bulunduğu, yükün etkideği ve yapı ile zeminin etkileştiği bölgelerde eleman sayısı artırılmıştır. ANSYS ile çözümünden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılarak aşağıda yer değiştirme ve gerilme grafikleri verilmiştir. Ayrıca aynı yükleme altında $r=4$ m alınarak c/r nin değişen değerleri için ($L=16$ m sabit) ve aynı şekilde $c=10$ m alınarak bu seferde L/r nin değişen değerleri için ($L=16$ m sabit) problem BEM ile çözülmüş yer değiştirmeler ve gerilmelere ait grafikler Şekiller 5.3-5.7'de verilmiştir.



Şekil 5.3 $q_y=200\text{kPa}$ düşey yükten dolayı zemin yüzeyinde oluşan düşey gerilme

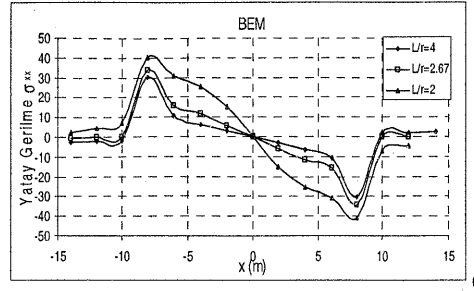


(a)

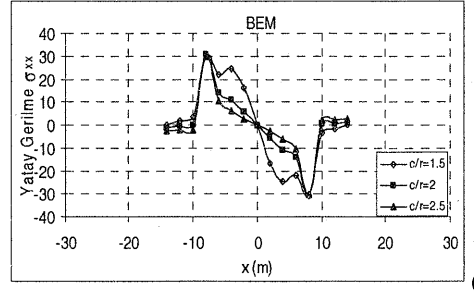


(b)

Şekil 5.4 $q_y=200\text{kPa}$ düşey yükten dolayı; (a) L/r oranına göre, (b) c/r oranına göre zemin yüzeyindeki düşey yer değiştirme

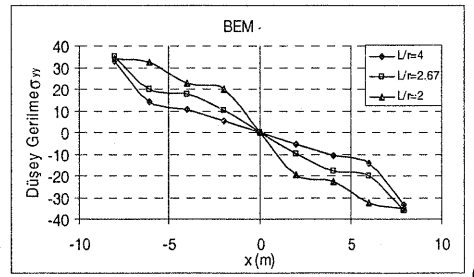


(a)

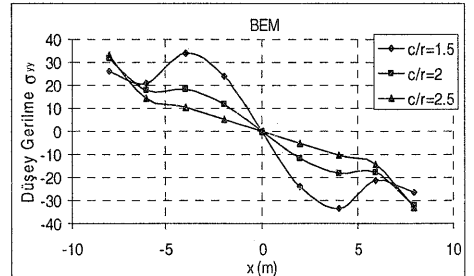


(b)

Şekil 5.5 $q_x=200\text{kPa}$ yük etkisi altında; (a) L/r oranına göre, (b) c/r oranına göre zemin yüzeyindeki yatay gerilme

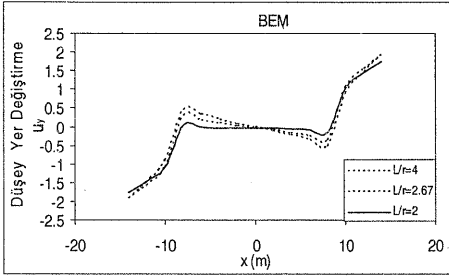


(a)

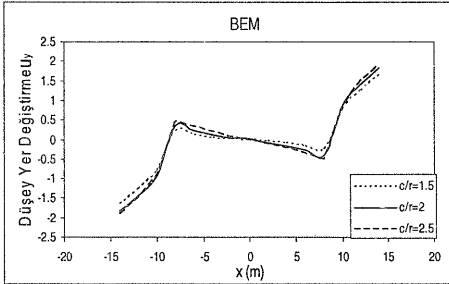


(b)

Şekil 5.6 $q_x=200\text{kPa}$ yük etkisi altında; (a) L/r oranına göre, (b) c/r oranına göre zemin yüzeyindeki düşey gerilme



(a)



(b)

Şekil 5.7 $q_x=200\text{kPa}$ yük etkisi altında; (a) L/r oranına göre, (b) c/r oranına göre zemin yüzeyindeki düşey yer değiştirme

6 SONUÇLAR

Bu çalışmada fiktif gerilme yöntemi (FSM) ve yer değiştirme süreksizliği yöntemleri (DDM) kullanılarak iki boyutlu düzlem şekil değiştirme problemleri incelenmiştir. Her iki yöntemde de sabit elemanlar kullanılarak, Kelvin temel çözümünün integrasyonu ile sınır eleman denklemleri oluşturulmuştur. Bölüm 5.1'de radyal iç basınç etkisindeki tünelin zemin yüzeyinde bulunan yüksek duvar ile olan etkileşim problemi DDM kullanılarak çözülmüştür. Bu örnekteki sayısal değerler Selby (1999)'den alınmış olup zemin yüzeyindeki yer değiştirmelerin duvar boyunca çok az değiştiği duvar sonlandıktan sonra ise yer değiştirmelerin hızlı bir şekilde azalarak değiştikleri görülmüştür. ANSYS ve Selby (1999)'den alınan sonuçlar ile karşılaştırıldıklarında ise düşey yer değiştirmelerin yeter yakınlıkta oldukları görülmüştür.

Bölüm 5.2'de üzerinde düşey yayılı yük bulunan yapı ile tünelin etkileşimi problemi DDM kullanılarak çözülmüştür. Yer değiştirmelerin yapı boyunca çok az değişerek yapının sonlanması ile hızlı bir şekilde azaldığı, gerilmelerin ise yapı boyunca küçük kaldığı, asıl büyük gerilmenin yapının zeminden ayrıldığı noktada meydana geldiği görülmüştür.

Bölüm 5.3'de bir yüzünde yatay yayılı yük bulunan yapı ile tünelin etkileşimi problemi DDM kullanılarak çözülmüştür. Yer değiştirmelerin yapı boyunca çok az değişerek yapının sonlanması ile hızlı bir şekilde azaldığı, gerilmelerin ise yapı boyunca küçük kaldığı, asıl büyük gerilmenin yapının zeminden ayrıldığı noktada meydana geldiği görülmüştür. Örnek 5.2 ve 5.3'nin sonuçlarından da görüldüğü gibi sabit aks mesafesindeki bir tünelin çapının büyümesinin, sabit çaptaki tünelin yüzeye yaklaşmasına göre daha etkili olduğu görülmüştür.

Sonuç olarak bu çalışmada, izotrop ortamda FSM ve DDM ile çeşitli yüklemeler altındaki tünel üst yapı arasındaki etkileşimi anlatabilecek tek veya çift malzemeli boşluk örnekleri incelenerek yöntemin etkinliği gösterilmeye çalışılmıştır.

KAYNAKLAR

- Crouch, S.L. and Starfield, A.M., (1983) Boundary Element Methods in Solid Mechanics, London.
- 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. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 15, 21-28
- Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. and Wrobel, L.C., (1984) Boundary Element Techniques, New York.
- Kıgılı, H.N. (2006) Tünel Üst Yapı Etkileşim Problemlerinin Sınır Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Kimençe, B., 1997. Anizotrop Cisimlerde Yer Değiştirme Süreksizliği Yöntemi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Selby, A.R. (1999) Tunnelling in Soils- Ground Movements, And Damage to Buildings in Workington, UK, *Geotechnical and Geological Engineering Vol. 17*, 351-371

Kaya bloklarının bireysel gösterimi *Individual illustration of rock blocks*

A. Turanboy

Selçuk Üniversitesi, Seydişehir MYO, KONYA

ÖZET: Bu çalışmada; kaya kütlelerinin elemanları olan, süreksizlikler ve serbest yüzeylerle sınırlanmış kaya bloklarının oluşturdıkları şekiller incelenmiş, bireysel gösterim için iki yöntem önerilmiştir. Bu gösterim türleri, geliştirilen bir ağ model kullanılarak, soyut bir model üzerinde denenmiş ve üç boyutlu bireysel bloklara ulaşılmıştır. Model uygulamalarında tümdengelim yaklaşım tercih edilmiştir. Ayrıca, kaya bloklarının bireysel gösteriminin önemi vurgulanmıştır.

ABSTRACT: In this study; Rock block shapes which are bounded by discontinuities and free surfaces that being elements of rock mass have been studied. Two methods were suggested for individual illustrations. These methods were tested on an imaginary model using a developing network model and was reached 3D individual blocks. In these model applications were preferred a deduction approach. Besides, importance of individual illustration of rock blocks was pointed out.

1 GİRİŞ

Kaya kütlesi özelliklerinin belirlenmesi; sadece madencilik değil, yol yapımı, inşaat mühendisliğinde zemin mekaniği, baraj inşası gibi birçok uygulamada önemlidir. Hem ekonomiklik hem de emniyet açısından risk taşıyan bu mühendislik çalışmalarında geliştirilecek projelerin uygulanabilirliği mevcut kaya kütlelerinin özelliklerinin ortaya çıkarılmasına dayanmaktadır. Bu özelliklerin nicel tanımlaması için bir çok araştırma yapılmıştır. Bunlardan en önemlisi, bir çok diğer tanımlamayı da kapsayan, ISRM' nin önerdiği nicel tanımlamadır. Proje aşamasında kullanılmak üzere bu nicel tanımlamada öngörülen kriterler kullanılmaktadır. Projelendirme aşamasında kullanılmak üzere elde edilecek veriler ve değerlendirmelerde genel olarak bu öneriler göz önüne alınmaktadır. Kaya kütlelerinin belirlenen özellikler kaya mühendisliğinin her aşamasında hem doğrudan hem de yorumlanarak kullanılabilmektedir. Kaya kütlesi, kaya malzemesinin süreksizliklerle bölünmüş kesimidir. Yani, kaya kütlesi, kaya malzemesi ve süreksizliklerin birlikte oluşturduğu sistemdir. Dolayısıyla kaya kütlesi tanımlaması,

süreksizliklerin tanımlamasını gerektirmektedir. Süreksizliklerin konumu, devamlılığı, aralığı, set sayısı, pürüzlülüğü ve dalgalılığı kütlelerinin tanımlaması için gerekli süreksizlik parametreleridir. Blok boyutu ve şekli de bu parametrelerin sonucu olarak ortaya çıkmaktadır.

Kaya kütlelerinin özellikleri blok boyutu kaya kütle davranışının en önemli belirteçleridir. Bu önem, işletmecilikte aşağıdaki başlıklar altında vurgulanabilir.

- i. Ocak konumunun seçimi,
- ii. Şev duraylılığı,
- iii. Kazı kolaylığı ve kazı ekipmanının seçimi,
- iv. Delme patlatma,
- v. Yükleme-taşıma-boşaltma,
- vi. Boyut küçültme,
- vii. Güçlendirme ve takviye prosesleri,
- viii. Su atımı ile ilgili ek prosesler.

Blok boyut ve şekli, sıralanan bu aşamalarda doğrudan veya diğer süreksizlik özellikleriyle birlikte etkili olacaktır ve tüm bu adımlarda mutlaka göz önüne alınmalıdır.

2 BLOK BOYUTU İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR

Blok şekli ve boyutu bir çok araştırmada nicel olarak değişik şekillerde tanımlanmaktadır. Kaya kütlelerinin değerlendirilmesine dayalı bu çalışmalar, iki grupta sınıflandırılabilir.

2.1. İndeks tanımlamalar

Blok boyut ve şeklinin tanımlanması amacıyla yapılan çalışmalardan birisi indeks değerlendirmeleridir. Bu değerlendirmelerde kaya kütlelerine genel bir yaklaşım söz konusudur. Bunlar;

- i. RQD (Deere, 1964, ISRM, 1978; Kazi vd. 1985),
- ii. Kırık aralığı, (I_f) (Franklin, 1974),
- iii. Blok boyut indeksi, (I_b) (ISRM, 1978),
- iv. Hacimsal eklem sayım indeksi, (J_v) (ISRM, 1978; Palmstrom, 1982, 2000, Sen vd. 1992).

Bu indeks değerleri ile kaya bloklarının yaklaşık boyutları elde edilmektedir.

2.2. Ağ modeller

Kaya kütlelerinin değerlendirilmesi amacı ile, kaya kütlelerinin içerdiği süreksizliklerle birlikte ağ modellemesi, son yıllarda ilgi çekici olmuştur. Bu modellerden çoğu, 2 ve 3 boyutta süreksizlik düzlemlerinin kesim doğrularının ve bu doğruların kesimlerinden elde edilen kesim noktalarının ağ şeklinde simülasyonu şeklindedir. 2 boyutlu olanlarda kaya kütlelerinin yüzeyinden elde edilen geometrik özellikleri dikkate alınmakta ve kaya blok şekilleri üzerinde kabullenmelere dayanmaktadır. (White, 1977; Muherjee and Mahtap, 1987) 3 boyutlu olanlar ise, daha gerçekçi sonuçların elde edildiği orijinal süreksizliklerin geometrik özelliklerine dayanmaktadır. (Goodman and Shi, 1985; Wang vd., 1991; Maerz vd., 1996, Aler vd., 1996, Lu & Latham, 1999; Wang vd., 2003)

Ağ modellerde doğrusal ilişki kullanılmakta olup, genel olarak bazı kabullenmeler yapılmaktadır. Bu genel kabullenmeler kaya kütlelerinin serbest yüzeylerinden ölçü alınarak geliştirilen modellerde aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- i. Süreksizliklerin kesim doğruları tamamen doğrusaldır,
- ii. Kesim noktasında, ancak iki süreksizlik düzleminin kesim doğrusu bulunmaktadır,
- iii. Süreksizliklerin kaya kütleleri içinde devamlılıkları söz konusudur,
- iv. Pürüzlülük ve dalgalılıkta değişimi yoktur ve en alt düzeydedir,
- v. Kütle içinde boşluk gibi unsurlar bulunmamaktadır.

3 GENEL GEOMETRİK ŞEKİLLER

Üç boyutlu uzayda katı şekiller üç kısımda değerlendirilmektedir;

i. Düzgün çokyüzlüler ; Düzgün polihedrerler, aynı poligon yüzeylere sahip sadece beş tür (tetrahedron, küp, octahedron, dodekahedron ve ikosaedron) olup, düzenli çokyüzlü yapı söz konusudur. Bunlara platonik katılar denilmektedir.

ii. Yarı düzenli çokyüzlüler: Arşimet katıları olarak adlandırılmıştır. Bunlar onüç tane olup platonik katılarından türetilmiştir.

iii. Düzensiz çokyüzlüler: Hiçbir kurala uymayan katı şekillerdir. Kaya oluşturmaktadır.

Genel olarak, üç boyutlu bir şeklin tanımlanabilmesi için aşağıdaki kriterler göz önüne alınmalıdır;

- i. Köşe bir noktadır,
- ii. Kenar eğri veya doğru olabilir ve her bir kenar iki köşe ile sonlanmaktadır.
- iii. Yüzey, iki boyutlu kapalı bir poligon olup, içbükey, dışbükey veya düzlem olabilir ve kenar ve köşelerle sınırlıdır.
- iv. Üç boyutta kapalı bir hücre, uzayı iki bölgeye böler,
- v. Her yüzey eşit sayıda kenar ve köşeye sahiptir,
- vi. İki boyutta her kenar iki yüzeyi böler,
- vii. Üç boyutta en az üç kenar bir köşede birleşir,
- viii. Bir kenarda sıralanan hücrelerin sayısı, o kenardaki yüzey sayısına eşittir.

Düzenli çokyüzlülerde değerlilik tanımlaması için euler topolojik eşitliği kullanılmaktadır.

$$V - E + F = C \quad (1)$$

Bu eşitlik, yarı düzenli çokyüzlüler için ise,

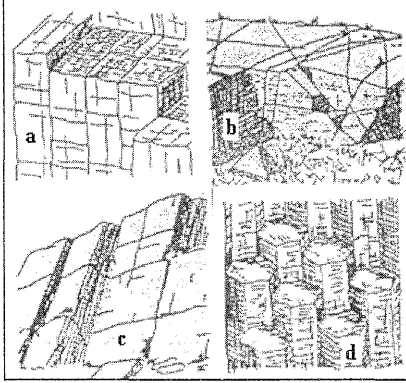
$$V = \sum_{m=2}^{\infty} m V_m, \quad 2E = \sum_{m=2}^{\infty} m V_m, \quad 2F = \sum_{f=2}^{\infty} f C_f \quad (2)$$

olup, burada; V köşe, E, kenar, F yüzey sayıları, C ise polihedralin uzayı böldüğü alan sayısıdır(=2)

4 KAYA BLOK ŞEKİLLERİ

Kaya kütlelerini oluşturan kaya bloklarının şekilleri, düzenli prizmatik bloklardan düzensiz çokyüzlülere kadar değişim göstermektedir. Kaya kütlelerini oluşturan blokların oluşturdıkları şekillerin tanımlaması için genel nicel tanımlamalardan biriside, ISRM (1987) tarafından kaya kütleleri, blok boyutu ve şekline göre önerilmektedir (Şekil 1.). Buna göre;

- i. Masif; Geniş aralıklı süreksizlikler,
- ii. Bloklı; Yaklaşık eş boyutlu,
- iii. Tabular; Bir boyutu diğer iki boyutundan oldukça daha küçük,
- iv. Kolonsal; Bir boyutu diğer ikisinden oldukça daha geniş,
- v. Düzensiz; Çok geniş çeşitli boyut ve şekilde,
- vi. Kırıklı; Sık kırıklı 'şeker küpü' halinde.



Şekil 1. Kaya blok şekilleri. a) bloklı, b) düzensiz, c) tabakalı, d) Kolonsal (ISRM, 1987).

Literatürde kaya blok tipleri, farklı yöntemler ve farklı terimlerle karakterize edilmiştir. Düzensiz süreksizliklerin varlığı halinde Şekil 2' deki sınıflama yeterli olup, kaba bir sınıflandırma için daha pratik sonuçlar elde edilebilmektedir. Burada en uzun (a_3) ve en kısa (a_1) boyutlar dikkate alınarak

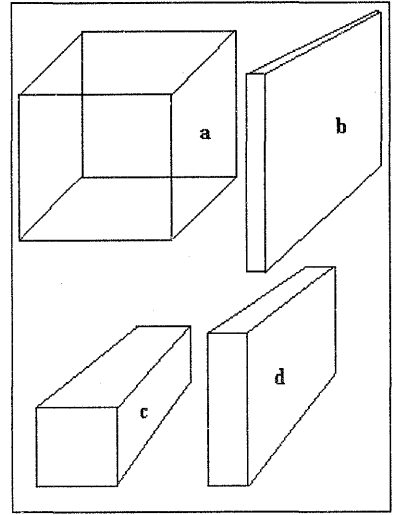
$$\beta = 20 + 7 a_3/a_1 \quad (3)$$

ilişkisi elde edilmiştir (Palmström, 2000). Bu şekil indeksinin aynı araştırmacı tarafından oldukça yassı bloklar için sınırlı olduğu ve β bilinmediğinde 35-40 arasında alınması tavsiye edilmektedir. Burada β , aynı araştırmacı tarafından blok hacminin tahmin edilmesi için bir korelasyon katsayısı olarak da kullanılmaktadır.

$$J_v = (1/S_1) + (1/S_2) + (1/S_3) + \dots + (N_r/S_r) \quad (4)$$

ve V_b , blok hacmi

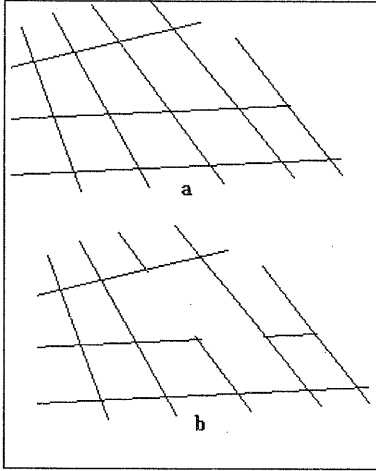
$$V_b = \beta \times J_v^{-3} \quad (5)$$



Şekil 2. Başlıca blok türleri (Palmström, 1995) a) Eş boyutlu, kübik yada kompakt blok b) yassı blok, c) uzun blok, d) uzun-yassı blok.

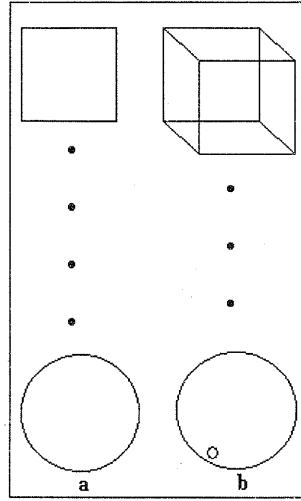
Kaya kütlelerini oluşturan kaya bloklarının şekilleri, düzenli prizmatik bloklardan düzensiz polihedrellere kadar değişim göstermesi, kaya bloklarının değerlendirilmesi için, yaklaşımlar yerine tümden gelim değerlendirmelerin yapılması daha gerçekçi sonuçlara ulaşmak için zorunlu görülmektedir. Sadece kaya blokları için değil endüstrinin her dalında bu düzensiz şekillerin değerlendirilmesi için, bazı pratik yöntemler geliştirilmiştir. Örneğin bir düzensiz çokyüzlünün hacmi, çoğunlukla, çokyüzlüyü dolduran tetrahedrallerin hacimleri toplamı yoluyla bulunmaktadır. Düzenli düzensiz çokyüzlülere kadar her türlü üç boyutlu doğrusal şekil boşluk bırakmaksızın tetrahedrallerle doldurulabilmektedir. Kenar, köşe ve yüzey ilişkileri ise, bunları oluşturan kesim nokta, doğru ve poligonlarının konum ilişkilerinden elde edilmektedir. Yani düzensiz çokyüzlülerin hacimsel değerlendirilmesinde daha çok tümden gelim yaklaşımı kullanılmaktadır.

Kaya bloklarının orijinal durumda düzgün kübikten n köşe ve n kenar n yüzeye sahip düzensiz polihedrellerden oluşabilmesi, tamamen süreksizliklerin, serbest yüzeylerin sayısı ve konumları ile ilgilidir. Süreksizliklerin kaya kütleleri içinde devamlılığı söz konusu ise, kaya kütleleri daima dışbükey yapıda olacaktır. Süreksizliklerin yapı içinde sonlanması durumunda dışbükey şekiller oluşabilecektir. Şekil 3.'de bu durum iki boyutta yüzey poligonları olarak gösterilmiştir.



Şekil 3. İki boyutlu kaya blok yüzeyler, a) dış bükey, b) iç bükey.

Kazı ve patlatma ürünlerinde iç bükey kaya kütlelerinin genellikle gözlenmemesinin daha dış bükey kaya bloklarının gözlenmesinin nedeni, oluşan gerilmelerin süreksizliğin bitim noktasında konsantre olması ve kırılma sürecinin kazı veya patlatma esnasında devam etmesidir. Süreksizlik bitim noktasında gelişen çatlak ilerlemesinin yönü, oluşan asal gerilmelerin yönü, gözeneklilik, çatlak uçlarının (birleşecek iki süreksizlik ucu) açılmal konumu veya oluşan serbest yüzeyin çatlak ucuca olan mesafesine göre değişmektedir (Gökay ve Özkan, 2004). Doğal ortamında, kaya kütlesi içinde iç bükey kaya bloklarının saptanamamasının nedeni, süreksizlik izleme yönteminden ileri gelmektedir. Kaya kütlelerini oluşturan blokların bir diğer önemli özelliği, üç boyutlu uzayda boşluk bırakmayacak şekilde istiflenmesidir. Yani, ortak köşe kenar ve yüzeylere sahiptir. Sadece kesim nokta ve doğrularına bakıldığında bir ağ yapısı oluşturmaktadır. Kaya kütlelerini oluşturan kaya blokları iki ve üç boyutta değerlendirilirse teorik olarak, sırasıyla kareden daireye ve küpten küreye kadar değişim gösterebileceklerdir.(Şekil 4)



Şekil 4. Kaya blok şekillerine teorik yaklaşım, a) iki boyutlu(kare-daire), b) üç boyutlu(küp-küre).

5 BLOK ŞEKİL VE BOYUTLARININ ÖNEMİ

Yerinde kaya bloklarının geometrik özelliklerinden hangisinin ön plana çıkacağı, blokların ve/veya kaya kütlelerinin hangi madencilik prosesinde değerlendirileceği açısından önemlidir. Kaya bloklarının geometrik özelliklerini aşağıdaki şekilde sıralanabilir;

- i) Boyut(en, boy, genişlik),
- ii) Şekil, Küresel-kompak' tan düzensiz çokyüzlüye kadar.
- iii) Konum,

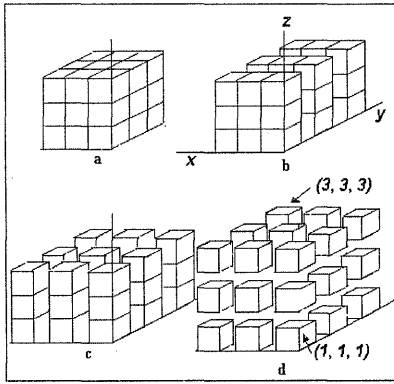
Boyut, şekil ve konum özellikleri bir çok madencilik işlemlerinde en boy ve bu iki eksene dik genişlik olarak alınsa da, kaya bloklarının bu üç spesifik ekseninden başka, farklı yönlerde bir çok devamlılığı söz konusu olabilir. Blok boyutları, kazı ve kazı ekipmanının seçimi, patlatma, ve ikincil patlatma ile yükleme, taşıma, boşaltma prosesleri ile boyutlu taş üretiminde çıkarılacak blok boyutlarının tahmininde, ayrıca zenginleştirme öncesi fiziksel işlemler ve drenaj ve ocak duraylılığı açısından önem taşımaktadır.

Süreksizlik ve serbest yüzeylerin konumları şekil türünü ortaya koyarken, süreksizlikler arası mesafe ve yöne serbest yüzeylerin birbirine ve süreksizliklere olan uzaklıkları oluşan şeklin boyutları üzerinde etkilidir.

6 BİREYSEL GÖSTERİM

Kaya kütesini oluşturan blokların bireysel gösterimi yukarıda sözü edilen bir çok amaç için pratik ve daha gerçekçi sonuçlar verecek gibi gözükmektedir. Bu bildiride bireysel gösterimi için kaya kütesini oluşturan bloklar soyut bir yapı üzerinde iki farklı gösterim verilmektedir. Bunlar; kaya bloklarının ötelenmiş gösterimi ve ağaç yapısı ile gösterimdir. Her iki gösterim için de geliştirilen süreksizliklerin ağ modeli(Turanboy, 2004) kullanılmıştır.

Kaya bloklarının ötelenmiş gösteriminde kaya kütesini oluşturan bloklar x, y, z eksenlerinde, başlangıç noktalarından itibaren indekslenerek istenen aralık değerlerinde ötelenerek ve ayrı bir yapı oluşturularak bireysel gösterim sağlanabilmektedir. Şekil 5' de ideal bir ortogonal yapı üzerinde eksenlere göre öteleme sırası gösterilmiştir.



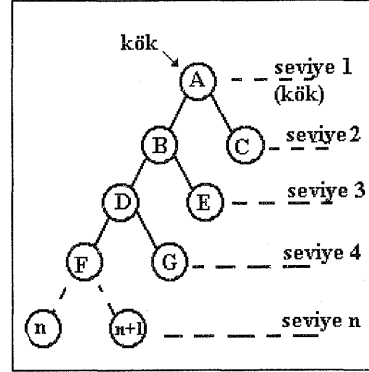
Şekil 5. Kaya bloklarının ötelenmiş gösterimi; a) birbirine dik üç süreksizliğin, eşit aralıklarla oluşturduğu kaya kütesi, b) y-ekseninde öteleme, c) x-ekseninde öteleme, d) z-ekseninde öteleme ve nihai gösterim.

İkinci gösterim ağaç yapısı, sonlu sayıda düğümden oluşan bir küme olarak tanımlanan bir modelleme türüdür ve kaya bloklarının bireysel olarak modellenmesi için oldukça pratik gözükmektedir. Ağaç modelleri hiyerarşik bir yapı oluşturmaktadır. Şekil 6 'da modelde kullanılan sola ağırlıklı ağaç yapısı verilmektedir.

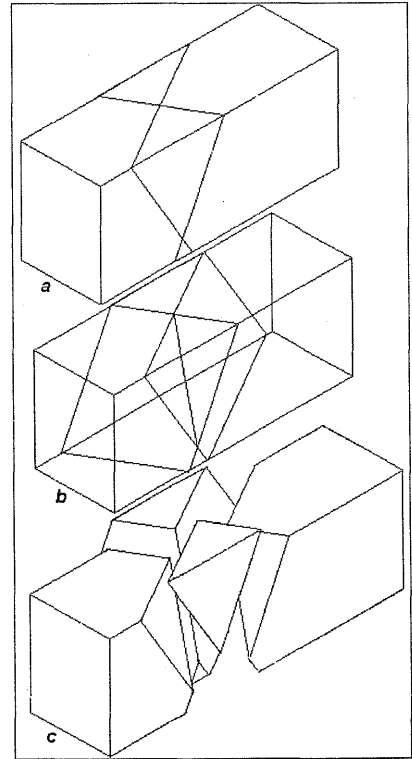
Dört bloktan oluşan gösterim uygulama modeli için, ötelenmiş gösterim Şekil 7 ve sola ağırlıklı ağaç yapısı Şekil 8'de sunulmuştur.

Her iki şekilde, line komutu içeren herhangi bir çizim programı ile geliştirilen matematiksel ifade ve teknik çizim kuralları sonucu elde edilen koordinat değerleri kullanılarak elde edilebilmektedir ve her

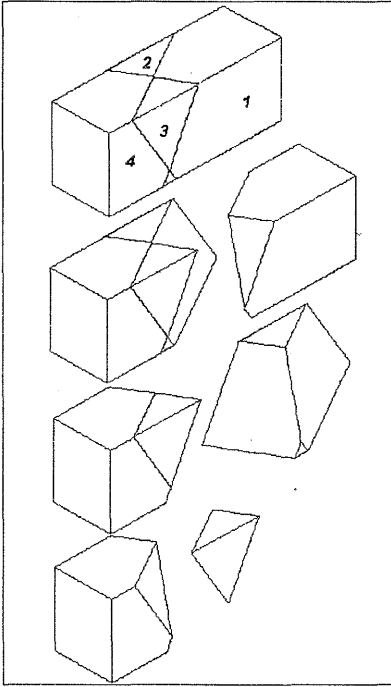
iki gösterimde de model kaya kütesinden, yapıyı oluşturan kaya bloklarına indirgenebilmektedir.



Şekil 6. Sola ağırlıklı ağaç yapısı.



Şekil 7. Blokların ötelenmiş gösterim.



Şekil 8. Modelin sola ağırlıklı ağaç gösterimi.

7 SONUÇ

Model başlangıçta bir süreksizlik ağ modeli olarak elde edilmekte daha sonra Yapıyı oluşturan birimlere ulaşılmaktadır. Her bir kaya bloğu, yapıyı oluşturan ve uzayda boşluk bırakmaksızın elde edilen bireylerden oluşmaktadır. Bireysel gösterim, kaya bloklarının toplu gösterimleri şeklindeki ağ modellere göre daha açık ve anlaşılır olması yönünden avantajlıdır. Bu gösterim, herhangi bir kesimde belirli bir geometriye sahip bir bloğun davranışı, elde edilen blokların, bir çok uygulamada kullanılmak üzere, konumlarının saptanması, su atımı ve yer altı suyunun yönelimi ile ilgili oluşturulacak stratejilerde, şev tasarımı ve diğer madencilik işlemlerinde kullanılabilecek birincil veriler olarak kullanılabilecektir.

Kaya kütlelerini oluşturan blokların şekil ve boyutlarının ortaya konulması için gerçekleştirilen indeks çalışmaları, yaklaşık şekilde olup, belli bir dereceye kadar ilişki gerektirmektedir. Blok şekil ve boyutlarının değerlendirilmesinde, blokların bireysel ele alınarak gerçek görüntülerinin ortaya çıkarılması ve bu haliyle kaya mühendisliği ve kaya mekanikinde kullanılmasıyla daha gerçekçi sonuçlara ulaşılabileceği açıktır. Oluşturulan modeller bilgisayar programlarına olanak tanımaktadır.

Gelişmiş süreksizlik izleme tekniklerinin de kullanımı, görünmeyen blokların ortaya çıkarılmasını destekleyecektir.

Her iki gösterim yönteminin kullanılması ile, kaya bloklarının yerinde bireysel modellemesi, madencilik uygulamalarının her kademesinde karşılaşılan şekil ve boyut ve etkilerinin ortaya konulması için daha pratik ve gerçekçi sonuçlar elde edilmesine katkıda bulunacaktır.

KAYNAKLAR

- Aler, J., Du Moaza, J., Arnould, M. (1996): Measurement of the Fragmentation Efficiency of Rock Mass Blasting and Its Mining Applications, Int. Jour. Rock Mech. Min. Sci. Geo. Mech. Absr. 33, 125-140.
- Deere, D. U., (1964): Technical description of rock cores for engineering purpose. Rock Mech. Eng. Geo. 1, 16-22
- Franklin, J.A., (1974): Rock quality in relation to the quarrying and performance of rock construction materials, 2nd. Int. Cong. IAEG. Vol.1-IV-PC-2.1-2.12.
- Goodman R. E. & Shi, G., (1985); Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice- Hall, New Jersey.
- Gökay, M.K., Özkan, İ. (2004): Mermerleri birleşmeye zorlayan çatlakların davranışı, VII Bölge Kaya Mekn. Semp., Sivas, 151-156.
- ISRM, (1978): Suggested methods for description of discontinuities in rock mass, Int.Jour. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abs. 15, 319-368
- Kazi, A., Sen, Z., (1985): Volumetric RQD: an index of quality. In: Stephansson, O.(ed.), Fundamentals of rock joints. Centek Pub., Sweden, 95-101
- Lu, P., Latham, J. P. (1999): Developments in the assessment of in situ Block Size Distribution of Rock Masses. Rock Mech. Rock Eng. 32, 29-49.
- Maerz, N. H. (1996): Image Sampling Techniques and Requirements for Automated Image Analysis of Rock Fragmentation, Proc., FRAGBLAST-5 Workshop on Measurement of Blast Fragmentation Montreal, Quebec, Canada, 39-43 and 115-120.
- Muherjee, A. & Mahtap, A. (1987): Size Distribution of Ore Fragments in block Caving Proc., 13th World Mining Congress, Stockholm, Sweden, Vol. 1 162-166
- Palmstrom, A., (1982): The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of jointing Proc. Int. Cong. IAEG, 221-228
- Palmstrom, A. (2000) : Block Size and Block Size Distribution, GeoEng 2000 Conference, Melbourne, Australia.
- Sen, Z., Eissa, E. A., (1992): Rock quality charts for log-normally distributed block sizes. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abs. 29, 1-12.
- Turanboy, A., (2004): Kaya Kütleli İçindeki Süreksizlik Dağılımlarının Ortaya Konulmasında Yeni Bir Yaklaşım, VII. Bölge Kaya Mekn. Semp., Sivas.
- Wang, H., Latham, J. P., Poole, A. B. (1991): Prediction of Block Size for Quarrying, Quarterly Journal of Engineering Geology. 24, 91-99.
- Wang, L., G., Yamashita, S., Sugimoto, F., Pan, C., Tan, G. (2003): A Methodology for Predicting the In Situ and Shape Distribution of Rock Blocks, Rock Mech. And Rock. Eng. 36(2) 121-142.
- White, D. H. (1977): Predicting fragmentation characteristics of a block caving orebody. M.S. Thesis, University of Arizona

Kaya kütleindeki süreksizliklerin geometrik olarak modellenmesi *Geometrical modelling of discontinuities on rock mass*

İ. E. Önsel, C. A. Öztürk & E. Nasuf

Istanbul Teknik Üniversitesi

ÖZET: Kaya mostralarında, şerit metre ve jeolojik pusula kullanılarak toplanan veriler, süreksizliklerin rastgele dağıldığı ve dairesel olduğu kabul edilerek işlenir. Elde edilen istatistiksel verilere uygun rastgele süreksizlikler üretilerek kaya kütleinin görünmeyen bölümlerindeki süreksizliklerle aynı istatistikî özelliklere sahip 3 boyutlu süreksizlik haritası elde edilir. Bu haritalar, mermer ve granit gibi doğal taş ocaklarında blok üretiminin gerçekleştirildiği maden ocaklarındaki yapının değerlendirilmesinde kullanılır. Bu sayede ocağın planlanması, üretilecek blok boyutlarının kestirilmesini, verimini ve tüm ocak faaliyetlerinin optimizasyonu sağlar. Süreksizlik haritası ayrıca, patlatma yapılan ocaklardaki verimlilik hesabında, açık işletmelerde patlatma verimini artırmada, yer altı ocaklarında kilit taşı yeri ve boyutunu öngörmede, şev stabilitesi hesaplarında, yer altı ocaklarında su geliri tahmininde, yer altı atık depolarında ve baraj inşaatlarında sızdırmazlık hesaplarında kullanılabilir. Bu çalışmanın amacı, söz konusu haritanın elde edilebilmesini sağlayacak bir yazılımın geliştirilmesi ve uygulanabilir hale getirilmesidir.

ABSTRACT: The data, which is collected from exposed rock faces by using a tape meter and a geologic compass, is processed with the acceptance of circular shape and randomness of discontinuities. Random fractures are produced by using the obtained statistical information. A 3D discontinuity map is drawn, which has the same statistical properties with the unexposed rock mass. This map is used to validate the structure of the quarries, where natural stones like marble and granite produced. This helps in planning the pits, assuming the dimensions of producible blocks, increasing efficiency and optimizing the mining applications. It can be used to calculate the efficiency of blasting and increase the efficiency in open pit mines. In underground mines keystones can be identified using this map. It can aid to slope stability calculations and groundwater in rock mass can be examined. It can also be used to calculate permeability of underground waste tunnels and dam sites. The aim of this work was to produce software which is able to obtain this kind of map and make it applicable in natural stone quarries.

1 GİRİŞ

Kaya kütleini Palmström (1995) kayaç malzemesi ve süreksizlik olmak üzere ikiye ayırmıştır. Benzer tanımlamalar, çeşitli araştırmacılar tarafından da ortaya atılmış ve hep bu ortak iki bileşenden bahsedilmektedir. Kayaç malzemesi, herhangi bir kırık tarafından ayrılmamış en küçük kaya elemanıdır. Elastik ve izotropdur. Kaya kütlesi, süreksizlik ağı ve kayaç malzemesinin birlikte oluşturduğu sistemdir. Süreksizlik sisteminin yapısal düzeni, kaya kütleinin deformasyon, dayanım ve geçirgenlik özelliklerini ve yataklanma formasyonlarını ve ayrıca büyük miktarda mineral yatağının dağılımını ve gelişimini belirler. Kaya kütlesi üzerinde bu kadar etkisi olan süreksizliklerin modellenerek, haritalarının elde edilmesi kaya

içersinde gerçekleştirilen birçok mühendislik çalışmasına da büyük katkısı olacaktır.

Bu haritalar, patlatma yapılan yer altı ve yerüstü ocaklarında verimlilik hesabında kullanılabilir. Ayrıca açık işletmelerde patlatma verimini arttırmak için haritalardan yararlanılabilir. Yer altı ocaklarında kilit taşı yeri ve boyutu tahmini, su geliri tahmini, atık depolarının projelendirilmesi; açık ocaklara ise şev stabilitesi hesapları ve baraj inşaatlarında sızdırmazlık hesapları süreksizlik haritaları esas alınarak yapılabilir. Metal madenlerinin araç ve gereçlerinin seçiminde, yer altı ocağının liçlenebilme potansiyelinin hesaplanmasında, maden geliştirilmesi ve yer altı üretim yönteminin seçiminde kullanılabilir. Doğal taş ocaklarının planlanmasında kullanılıp, verimlilikleri artırılabilir.

Bu çalışmanın amacı, söz konusu haritanın elde edilebilmesini sağlayacak bir yazılımın geliştirilmesidir.

Süreksizliklerin modellenebilmesi için belirlenmesi gereken çeşitli parametreler vardır. Bunların başında süreksizliğe şekli gelir. Litoloji, kristal yapı, gerilme geçmişi, süreksizlik mekanığı gibi çok çeşitli faktörlerin etkisiyle süreksizlik şekilleri de çok çeşitlilik gösterir. Modellemede ise genelde tanımlanması kolay konveks şekiller kullanılır. Baecher ve Lanney (1978) dairesel ve elipsel, Warburton (1980) dörtgen, Veneziano (1978) poligonallı süreksizlikleri kullanmıştır. Süreksizlik iz dağılımlarını, Yu'nun da çalışmasında belirttiği üzere, Robertson (1970) eksponensiyel, Macmahon (1974) normal, Einstein (1980) lognormal olarak belirlemiştir (1993). Süreksizlik boyutları, süreksizliğin çapı veya kenar uzunluğu olarak verilir (Einstein ve diğ., 1980, Warburton, 1980). Warburton iz uzunluğu ile süreksizlik boyu arasındaki bağlantıyı incelemiştir. Süreksizlik merkezlerinin, bağımsız olarak uniform dağıldığı Poisson prosesi (Benjamin ve Cornell, 1970) ve önceki bir veya iki süreksizliğe bağlı olarak belirlendiği Markov prosesi, süreksizliğin konumu belirlemede kullanılan stokastik yöntemlerdendir. Süreksizlik takımları, aynı veya benzer oryantasyonlara sahip süreksizliklerden meydana gelir. Süreksizlik oryantasyon dağılımları Dershowitz (1977) tarafından incelenmiştir. Call v.d. (1976), Priest ve Hudson (1976) ve Lanney (1978), süreksizlikler arası mesafeyi en iyi negatif eksponensiyel, Barton (1978) lognormal dağılımın tarif ettiğini belirlemiştir.

Bu parametreler kullanılarak çeşitli modeller geliştirilmiştir. Irmay (1955), Childs (1957) ve Snow (1965) tarafından ortogonal modeli, Baecher v.d. (1977) ve Barton (1978) Baecher disk modelini, Veneziano (1978) ve Dershowitz (1984) ise kendi modellerini geliştirmişlerdir. Bu çalışmada, Baecher modeli kullanılarak, kaya kütleindeki süreksizlikler geliştirilen yazılım ile modellenmeye çalışılmıştır.

2 YAZILIMIN GELİŞTİRİLMESİ VE UYGULAMA

2.1 Veri girişi

Kaya kütlelerinin açığa çıktığı yerlerde, süreksizliklerin boyutlarına ve aralarındaki mesafeye göre büyük sayılabilecek, düz ve temiz yüzeylerde ölçüm yapılır. Seçilen yüzeyde 150-350 kadar süreksizlik olması ve en az %50' sinin iz uzunluğunun bir ucunun görünür olması gerekir (Priest, 1993).

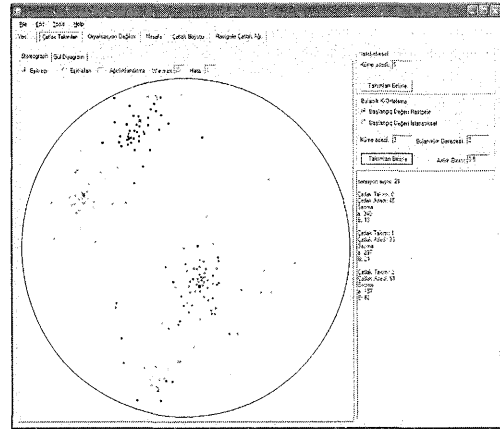
Yüzey boyunca şeritmetre gerilir. Şeritmetrenin boyu, doğrultu ve eğimi, şeritmetre ile kesişen süreksizliklerin aralarındaki mesafe, iz uzunlukları, doğrultu ve eğimleri ölçülür. Toplanan veriler Şekil 1' de gösterilen forma girilir.

ID	Label	Trend	Plunge	Uzunluk	mesafemodal	mesafefactor	mesafefactor2
1	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
2	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
3	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
4	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
5	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
6	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
7	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
8	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
9	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561
10	SI	250	0	100	3	4.144742740	4.017116561

Şekil 1 Veri girişi formu

2.2 Süreksizlik takımlarının tayini

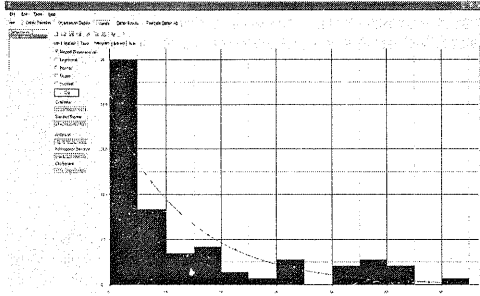
Süreksizliklerin doğrultu ve eğimleri stereonet üzerinde gösterilerek dağılımları gözlenebilir (Şekil 2). Gözle süreksizlik takımı sayısı belirlendikten sonra, bulanık-K ortalama algoritması kullanılarak, hangi çatlağın hangi takıma ait olduğu belirlenir (Hammah ve Curran, 1998).



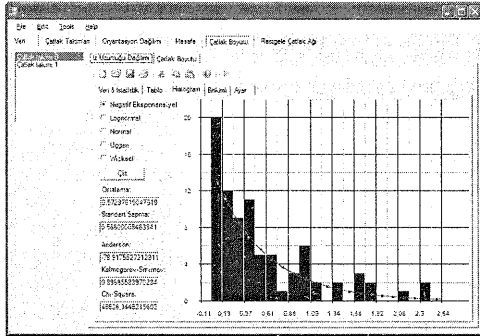
Şekil 2. Süreksizlik takımlarının belirlenmesi

2.3 Süreksizlik geometrisi

Her süreksizlik takımı için süreksizlikler arası mesafelerin ve iz uzunluklarının histogramı çizilir. Negatif eksponensiyel, normal, lognormal, üçgen ve wicksell olasılık dağılım eğrilerinden uygun olanı histogramlara uydurularak, ortalama değer, standart sapma gibi istatistiksel özellikler belirlenir (Şekil 3, 4).



Şekil 3 Süreksizlikler arası dağılım eğrisi



Şekil 4. İz uzunluğu dağılım eğrisi

Süreksizlikler dairesel yüzeyler olarak kabul edilir. Bu durumda gözlenen iz uzunlukları çatlağın kirişi veya çapıdır. Süreksizlik çapı dağılım eğrisi, gözlemlenmiş iz dağılım eğrisini verecek şekilde seçilir (Şekil 5). Süreksizlik çaplarının dağılımı da ekspansiyel, normal, lognormal, üçgen, uniform veya wicksell olabilir.

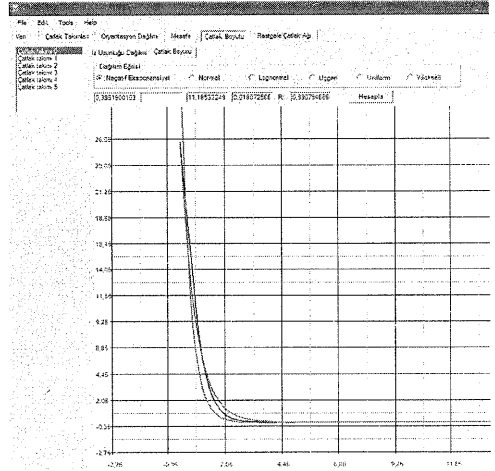
2.4 Süreksizlik alansal yoğunluğu

Kaya kütesindeki süreksizlik miktarını kestirebilmek için, mostralardaki belli bir hacim içindeki süreksizlik merkezlerinin sayısı bulunarak, hacimsel yoğunluğun hesaplanması gerekir.

Pratikte uygulanması çok zor olduğu için bunun yerine, alansal süreksizlik yoğunluğu kullanılır. Her süreksizlik takımı için ayrı olarak, mostranın yüzeyinin belli bir alanının süreksizlik merkezlerinin sayısının, bu alana bölünmesiyle alansal süreksizlik yoğunluğu bulunur. Bu bilginin kaya kütesinin geri kalanı için de geçerli olduğu kabul edilerek, 3 boyutlu kütledeki süreksizlik sayısı tahmin edilir.

2.5 Rassal süreksizlik üretimi

Kaya kütesinin, görünür yüzeylerinden elde edilen istatistiksel bilgilerin, kaya kütesinin tümü için geçerli olduğu kabul edilir. Bu istatistiksel özelliklere uygun şekilde rastgele süreksizlik üretilerek kaya kütesinin görünmeyen kısımlarının süreksizlikleri tahmin edilmeye çalışılır.



Şekil 5. Süreksizlik çapı dağılım eğrisi

Tahmini yapılmak istenen kaya kütesinin boyutları girilir. Her takım için üretilcek süreksizlik sayısı yoğunluğa göre belirlenir. Süreksizlik merkezleri uniform olarak rastgele kütle içinde dağıtılır. Süreksizliklerin çapları, iz uzunluğu istatistiğine uygun olarak rastgele belirlenir.

Gözlem hatları yerleştirilerek süreksizlikler arası mesafe istatistiğine uygun süreksizlik üretilip üretilmediği kontrol edilir.

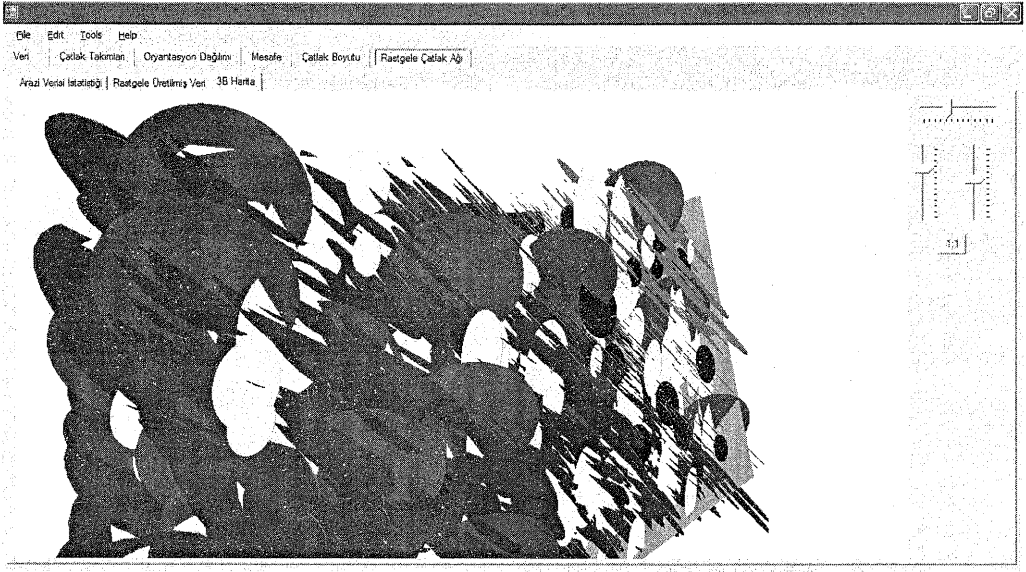
Bu işlemler sonucunda kaya kütesindeki süreksizliklerle aynı istatistiksel özelliklere sahip süreksizlikler üretilmiş olur. 3 boyutlu haritada süreksizlikler incelenebilir (Şekil 6).

3 SONUÇLAR

Bu çalışmada, kaya kütesinde bulunan süreksizlikler, süreksizliklerin sahip olduğu istatistiksel bilgileri kullanan bir yazılım ile modellenmiştir. Bu yazılımın çalışma aşamaları şöyle özetlenebilir:

- Gözlem hattı verilerinin yazılımın veri tabanına girilmesi
- Kaya kütesinde bulunan süreksizlik takımlarının tayin edilmesi
- Süreksizlik geometrisi ve süreksizlikler arası mesafenin ve süreksizlik yoğunluğunun belirlenmesi
- Rastgele süreksizlikler üretilerek süreksizlik modelinin gerçekleştirilmesi

Bu aşamalar sonucunda elde edilen model ile çalışma sahasındaki süreksizlikler hakkında detaylı bilgilere sahip olmak mümkün hale gelir. Bu bilgilerin maden üretim ve planlamada son derece önemli olacağı bir gerçektir.



Şekil 6 Üç boyutlu süreksizlik haritası

KAYNAKLAR

- Baecher, G.B. ve Lanney, N.A., 1978. Trace Length Biases in Joint Surveys. *Proceedings of the 19th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. Vol. 1, pp. 56-65. American Institute of Mining Engineers
- Baecher, G.B., Lanney, N.A., Einstein, H.H., 1977. Statistical Description of Rock Properties and Sampling. *Proceedings of the 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. 5C1-8
- Barton, CC., 1978. Analysis of Joint Traces. *Proceedings of the 19th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. American Institute of Mining Engineers, 39-40
- Benjamin, J.R. ve Cornell, C.A., 1970. *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. McGraw-Hill, New York
- Call, R.D., Savely, J. ve Nicholas, D.E., 1976. Estimation of Joint Set Characteristics from Surface Mapping Data. *17 th U.S. Symposium on Rock Mechanics*. pp. 2B2-1-2B2-9
- Childs E.C., 1957. The Anisotropic Hydraulic Conductivity of Soil. *Journal of Soil Science*. 8, No. 1, 42-47
- Dershowitz, W.S., 1977. A Probabilistic Model for the Deformability of Jointed Rock Masses. *M.S. Thesis*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts
- Dershowitz, W.S., 1984. Rock Joint Systems. *Ph.D. Thesis*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts
- Einstein, H.H., Baecher, G.B., Veneziano, D. ve Dershowitz, W.S., 1980. Risk Analysis for Rock Slopes in Open Mines. *Final Technical Report*. No. R80-17, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Hammah, R.E., Curran, J.H., 1998. Fuzzy cluster algorithm for the automatic identification of joint sets. *International Journal of Rock Mechanics*. Vol.35, No.7
- Irmay S., 1955. Flow of Liquids through Cracked Media. *Bulletin of Water Resources Council*. Israel 5A no. I, 84
- Lanney, N.A., 1978. Statistical Description of Rock Properties and Sampling. *S.M. Thesis*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 253 pp
- Priest, S.D., 1993. *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Chapman&Hall, London
- Priest, S.D. Ve Hudson, J., 1976. Discontinuity Spacings in Rock. *International Journal of Rock Mechanics, Mineral Science and Geomechanics Abstracts*. Vol. 13, pp. 135-148
- Snow, D.T., 1965. A Parallel Plate Model of Fractured Permeable Media. *Ph. D. Dissertation*. University of California Berkeley
- Warburton, P.M., 1980. A Stereological Interpretation of Joint Trace Data. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*. Vol.17, pp.181-190
- Warburton, P.M., 1980. Stereological Interpretation of Joint Trace Data: Influence of Joint Shape and Implications for Geological Surveys. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*. Vol.17
- Veneziano, D., 1978. Probabilistic Model of Joints in Rock. *Unpublished manuscript*. Massachusetts Institute of Technology
- Yu, X., 1993. Stochastic Modelling of Rock Fracture Geometry. *M.S. Thesis*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts

Kaya patlama riskinin doku analizi sonuçları ile değerlendirilmesi

Evaluation of rock burst risk by texture analysis

C. A. Öztürk & İ. E. Önsel & E. Nasuf

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fak. Maden Müh. Böl. Maslak 34469 İstanbul

ÖZET: Yeraltı yapılarının inşaatı sırasında kaya patlama riskinin araştırılması projenin devamlılığı için son derece önemlidir. Kaya patlama riski, kayaç malzemesinin sahip olduğu dayanım ve açıklık etrafında oluşan teğetsel gerilmeler arasındaki ilişkiler ile tayin edilebilir. Bunun yanında, kayaçların dokusal özellikleri ile mekanik özellikleri arasındaki ilişkilerde bilinmektedir. Bu çalışmada, kayaç malzemelerinin tek eksenli basınç dayanımlarının kestirimi, doku katsayısı ile gerçekleştirilmiş, kestirim amaçlı olarak bulanık modeller geliştirilmiştir. Bunun yanında, literatürde bulunan ve kaya patlama riskini veren modeller, bu yeni girdi parametresi ile güncellenmiş ve bulanık modellerne esaslarına göre yeniden oluşturulmuştur. Bu çalışmanın sonucunda, kare ve at nalı şeklinde açılan tüneller için, kazı ve tahkimat işleri sırasında kaya patlama riskini, bulanık mantık esaslarına göre değerlendiren modeller geliştirilmiştir. Girdi parametreleri olarak, tek eksenli basınç dayanımı ve teğetsel gerilme seçilmiştir. Kayaç malzemelerinin tek eksenli basınç dayanımlarının kestirimi ise kayaçların dokusal analizlerinden elde edilen TC' den hareket ederek yine bulanık mantık esaslarına göre oluşturulan modellerden türetilmiştir.

ABSTRACT: Investigation into the rock burst risk during the underground construction is important for the sustainability of rock engineering project. Rock burst risk can be determined by the relation between the strength of rock material and tangential stress around the underground openings. Added to that, the relation between textural and mechanical properties of rocks are well known. In this research, the uniaxial compressive strength of rock materials is determined by texture coefficient (TC). Fuzzy models are constructed for estimation procedure. Additionally, rock burst models proposed in literature have been updated and reconstructed by fuzzy domain. Consequently, fuzzy rock burst models have been proposed during the excavation and supporting phases of the underground construction for square and horseshoe shaped tunnels. Uniaxial compressive strength and tangential stress are selected as input parameters of the model. The estimation of the uniaxial compressive strength of the rock material has been made by TC that is derived by textural analysis also with fuzzy models.

1 GİRİŞ

Yeraltında inşaa edilecek olan bir açıklığın kazısı ve tahkimatı sırasında, açılan boşluğa doğru kaya patlama riskinin olup olmayacağı veya hangi derecede olacağını tayin etmek amacıyla, farklı araştırmacılar farklı geometrideki tüneller için çeşitli yaklaşımlar geliştirmişlerdir. Bu yaklaşımlarda, kayaç malzemesinin sahip olduğu dayanım ve açıklığın etrafında oluşan teğetsel gerilme (σ_θ) arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Basınç

dayanımının teğetsel gerilmeden yüksek olduğu ortamlarda, kaya patlama riski söz konusu olmazken, teğetsel gerilmenin basınç dayanımının üstüne çıkması riski artırmaktadır. Bu çalışmada, basınç dayanımının kestirimi doku katsayısı ile gerçekleştirilmiş ve araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen modeller doku katsayısı kullanılarak modifiye edilmiştir. Aşağıda yeraltı açıklıklarındaki teğetsel gerilmenin tayini ile ilgili genel bilgiler verilmiştir.

1.1 Yeraltı Açıklıklarındaki Teğetsel Gerilmenin Kestirimi

Yeraltı açıklıklarının etrafında meydana gelen gerilmeler, bakir sahada bulunan dikey gerilmeye (σ_z), açıklığın geometrisine ve büyüklüğüne ve kazı yöntemine bağlıdır. Hoek (1981), gerçekleştirmiş olduğu çalışmada, 100 m' yi aşan derinliklerde dikey gerilmenin elde edilmesi için aşağıdaki yaklaşımın kullanılmasını önermiştir.

$$\sigma_z = 0,027z \quad (1)$$

500 m derinlikten sonra, yatay gerilmelerin değerinde bir artış olmadığı gözlenmiştir (Hoek, 1981). Özellikle bu derinlikten sonra yatay gerilmelerin düşey gerilmelerden daha yüksek olduğu gözlenmiştir. Bieniawski (1984), yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranının (k), kaya kütlelerinin süreksizliklenmesine ve heterojenliğine bağlı olarak değiştiğini ileri sürmüştür. Hoek ve Brown (1980) yapmış oldukları çalışmada farklı geometrideki yeraltı açıklıkları etrafındaki teğetsel gerilmeleri hesaplamışlardır. Bu çalışmadan elde edilen sonuçlara göre tavan ve duvardaki teğetsel gerilmeler aşağıdaki yaklaşımlardan elde edilebilir.

$$\text{Tavanda: } \sigma_{\theta_r} = (A x k - 1) \sigma_z \quad (2)$$

$$\text{Duvar: } \sigma_{\theta_w} = (B - k) \sigma_z \quad (3)$$

Bu yaklaşımlarda kullanılan A ve B katsayıları açıklığın geometrisine bağlıdır ve Hoek & Brown (1980) tarafından sayısallaştırılmıştır.

Arioğlu ve diğ. (1999), yukarıdaki ifade de verilen k değeri için maden ve tünel galerilerinde aşağıdaki ifadenin kullanılmasını önermişlerdir.

$$k = 5,13z^{-0,16} \quad (4)$$

1.2 Kayaç Malzeme Dayanımının Tayini

Kayaç malzemelerinin dayanımları yük altında kırılmadan gösterdikleri direnç olarak tanımlanabilir. Dayanımlar laboratuvar ve arazide gerçekleştirilen deneyler ile tayin edilir. Tek eksenli basınç dayanımı (σ_c), laboratuvar da silindirik karot numuneleri üzerinde gerçekleştirilen deneyler ile tespit edilir. Bunun yanında, nokta yük dayanımı, Schmidt çekiç sertliği gibi deneylerden elde edilen sonuçlarda kayaç malzemelerin dayanımlarının tayininde kullanılır. Kullanım amacına bağlı olarak bu değişkenlerin değerlerinin literatürde bulunan modeller yardımıyla tek eksenli basınç dayanımı değerine dönüştürülerek kullanılması mümkündür.

Bu çalışmada, kayaç malzemelerin dayanımları, kayaçların dokusal özelliklerinin sayısallaştırılmasında kullanılan doku katsayısı (TC) ile tayin edilmiştir. Bu amaca yönelik olarak, kayaç malzemelerin TC değerleri belirlenmiş ve tek eksenli basınç dayanımı ile TC arasındaki ilişkiler bulanık modelleme esaslarına göre sayısallaştırılmıştır.

2 DOKU KATSAYISI ve TEK EKSENLİ BASINÇ DAYANIMI KESTİRİM MODELLERİ

Howarth & Rowlands (1987) tarafından ileri sürülen TC kavramı, kayaçların dokusal özelliklerinin sayısallaştırılmasında kullanılmaktadır. TC değeri aşağıda verilen ifade ile elde edilebilir.

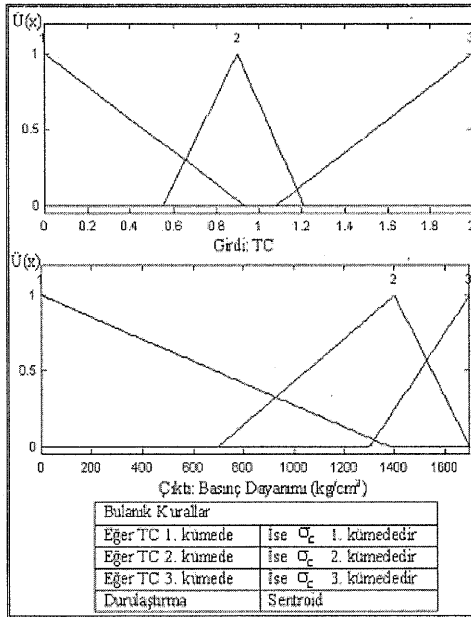
$$TC = AW \left[\left(\frac{N_0}{N_0 + N_1} x \frac{1}{FF_0} \right) + \left(\frac{N_1}{N_0 + N_1} x AR x AF \right) \right] \quad (5)$$

Yukarıdaki eşitlikten de görüleceği üzere, kayaç dokularının sayısallaştırılması işleminde, dokuyu oluşturan tane ve matriksin özelliklerinden faydalanılmaktadır. Tane paketlenmesi (AW), görünüm oranı (AR), şekil faktörü (FF), sapmış tane sayısı (N_1 , $AR > 2,0$), sapmamış tane sayısı (N_0 , $AR < 2,0$) ve açı faktörü (AF) dokuyu oluşturan tanelerin geometrik özelliklerinden elde edilir. Bu parametrelerin tayini için, kayaç örneğinden alınan ince kesit resimlerinde bulunan tanelerin alanı, çevresi, uzunluğu, genişliği ve açısı belirlenir.

Gerçekleştirilen çalışmalar, kayaç malzemelerin mekanik ve kesilebilirlik özellikleri ile TC arasında ciddi ilişkilerin varlığını ortaya çıkarmıştır. Howarth & Rowlands (1987), kayaçların tek eksenli basınç dayanımları, delici makinenin ilerleme hızı ile TC arasında önemli ilişkiler bulmuştur. Ersoy & Waller (1995) benzer çalışmayı daha geniş bir veri setinde gerçekleştirmiş ve kayaç malzemelerin dayanım özellikleri ile TC arasında ilişkiler olduğunu ortaya çıkarmıştır. Bu iki çalışmada çıkan sonuçların paralellik göstermesi ve artan TC değerlerinin artan dayanım özelliklerine işaret etmesi son derece ilgi çekicidir. Öztürk ve diğ., (2004) tarafından gerçekleştirilen çalışmada ise, kayaç malzemelerin kesilebilirlikleri üzerinde etkin olan spesifik enerji, ortalama normal ve kesme kuvvetleri ile TC arasında önemli ilişkilerin varlığı saptanmıştır. Tüm bu sonuçlar, TC değerinin kayaç malzemelerin dayanımlarında kestirim amaçlı olarak kullanılabilir olmasını göstermesi açısından son derece önemlidir. Bu çalışmada, kayaç malzemelerin tek eksenli basınç dayanımlarının TC' den kestirilmesine yönelik bulanık modeller geliştirildikten sonra, bu sonuçların kaya patlama olgusunun araştırılmasında kullanılabilir olması hedeflenmiştir.

2.1 Tek Eksenli Basınç Dayanımının Kestirimi

Kayaç malzemelerinin basınç dayanımlarının TC'den kestirilmesi amacıyla yönelik olarak, girdisi TC çıktısı tek eksenli basınç dayanımı olan bulanık modeller üretilmiştir. Bu çalışmaların gerçekleştirilebilmesi için, ince kesitleri alınan kayaçların TC değerleri belirlenmiş ve tek eksenli basınç dayanımı değerleri ile modellenmiştir. Çalışmanın gerçekleştirilmesi için, 5 farklı bölgeye ait kayaç malzemeleri üzerinde çalışılmış ve 100'e yakın kayaç malzemesinin verisi kullanılmıştır. Her bir bölgeye ait veriler için ayrı ayrı bulanık modeller geliştirilmiş ve her modelin kullanım sınırları belirlenmiştir. Modellerin kullanılması sırasında, kestirim amaçlı kullanılacak olan kayaç malzemesinin litolojisine en uygun model seçilmelidir. Eğer uygun bir model bulunamıyorsa genel olarak isimlendirilen model kullanılmalıdır. Kullanılan modelin sonuçları doğruluk yüzdesi olarak belirtilen parametre ile değerlendirilmelidir. Şekil 1'de İSKİ Eyüp atıksu tünel verileri ile gerçekleştirilen çalışmadan elde edilen, girdisi TC çıktısı tek eksenli basınç dayanımı olan bulanık model verilmiştir.



Şekil 1 TC' den σ_c ' nin kestirimi için bulanık model

Şekilden de görüleceği üzere, bulanık modelleme, girdi ve çıktı parametrelerinin üyelik fonksiyonları yardımıyla bulanıklaştırılmasından sonra, girdi ve

çıktı parametreleri arasındaki mantıksal ilişkilerin ortaya koyulduğu bulanık kural tabanı ve modelden tek bir çıktı alınmasını sağlayan durulaştırma aşamasının tamamlanması ile gerçekleştirilir. TC'den tek eksenli basınç dayanımının kestirimine yönelik toplam 5 farklı model geliştirilmiştir. Konunun bütünlüğünü bozmaması ve yer sınırlaması sebebiyle diğer 4 model burda verilmemiştir. Geliştirilen modellere ilişkin bilgiler Çizelge 1' de özetlenmiştir.

Çizelge 1 TC' den σ_c ' nin kestirimi için geliştirilen modellerin özellikleri

Kayaç Litolojisi	Doğruluk Yüzdesi	Korelasyon Katsayısı
Kireçtaşı, Andezit, Tüf, Kalker	% 91,5	0,85
Diyabaz, Şeyl	% 92,8	0,95
Serpantin, Kireçtaşı, Kumtaşı, Diyabaz, Marn, Dolomit, Hematit, Tüf	% 71,5	0,57
Mermer, Traverten, Kireçtaşı, Granit	% 86,5	0,84
Genel (15 – 175 MPa)	% 75,3	0,66

Sonuç olarak, yukarıdaki tablodan da görüleceği üzere, kayaç malzemelerin dokusal analizleri sonucunda elde edilen TC değerinden yola çıkılarak, tek eksenli basınç dayanımlarının kestirimi yukarıdaki kabullerin altında gerçekleştirilebilmektedir. Kestirim amaçlı olarak bu modellerin kullanılacağı durumlarda, kayaç litolojisine bağlı olarak en güvenilir model seçilmeli veya kayacın dayanımı tahmini olarak 15 – 175 MPa değerleri arasında ise genel olarak adlandırılan model ile kestirim gerçekleştirilmelidir. Elde edilen sonucun doğruluğu çizelgede verilen sonuçlar ile düşünülmeli ve tasarım problemlerinin çözümünde mutlaka değerlendirmeye katılmalıdır.

3 KARE ve ATNALI TÜNELLERDE KAYA PATLAMA RİSKİ

Yeraltı açıklıklarının kazısı ve tahkimatı sırasında, kesilen formasyonun, açılan boşluğa doğru bir kaya patlama olayı sonucunda gelip gelmeyeceğinin kestirimi, kaya mühendisliği projelerinde son derece önemlidir. Bu yönde meydana gelebilecek bir olgunun önceden kestirimi ve önlemler alınması gerek çalışanların emniyeti gerekse projenin sürekliliği için önem arz etmektedir. Bu bölümde, bu amaca yönelik olarak geliştirilen ve girdisi TC' den kestirilmiş dayanım ve teğetsel gerilme, çıktısı kaya patlama riski olan bulanık modeller verilmiştir. Bu çalışmalar, literatürde bulunan çalışmaların söz konusu yenilikler ile güncellenmesi şeklinde gerçekleştirilmiş ve atnalı ve kare şeklindeki tüneller için üretilmiştir.

3.1 Kare Tünellerde Kaya Patlama Riskinin Tayini

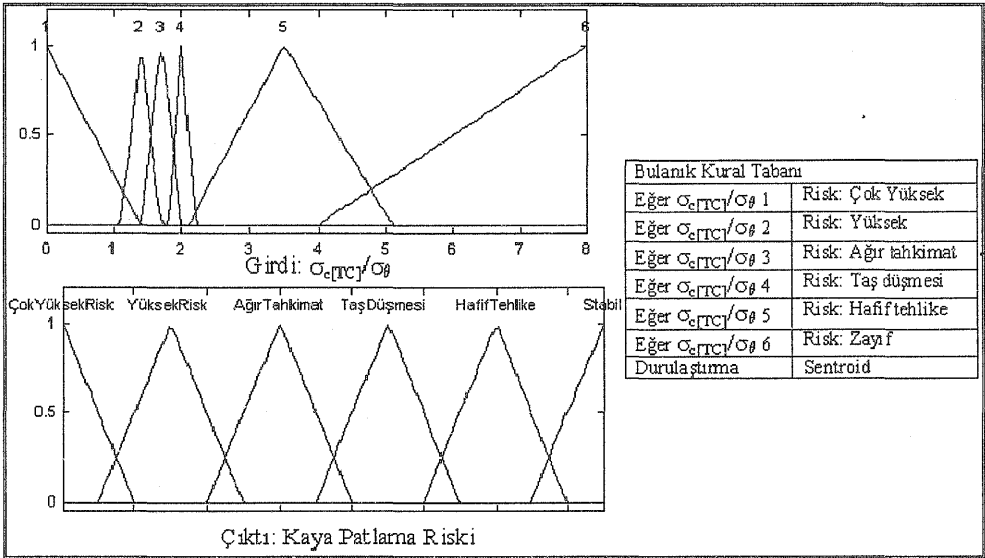
Hoek & Brown (1980) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, σ_c/σ_θ oranına bakılarak kaya patlama riski hakkında kestirimler yapılmıştır (Çizelge 2). Söz konusu çalışma, kare şekilli tünel verilerinden geliştirildiği için kare şekilli tünellerde kullanımı uygundur. Bunun yanında, $\sigma_\theta=1,4\sigma_z$ ve yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranının 0,5 olduğu koşullar altında bu model geliştirilmiştir ve aşağıdaki şekilde verilmiştir.

Bu çalışmada, Hoek & Brown (1980) tarafından öne sürülen bu model, modeldeki tek eksenli basınç dayanımının kestirimi için TC değerinin kullanılması ile güncellenmiştir. Tek eksenli basınç dayanımının kestirimi için formasyonun litolojisine

bağlı olarak en uygun kestirim modeli Çizelge 1'e göre seçilmelidir. Bu yaklaşımdaki σ_c ifadesi, TC' den türetildiği için $\sigma_{c[TC]}$ olarak gösterilmiştir. Bu aşamadan sonra ise kestirimi kolaylaştırmak ve hataları minimize etmek amacıyla bulanık model geliştirilmiştir ve Şekil 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Hoek Brown (1980) kaya patlama sınıflaması

σ_c/σ_θ	Durum
7	Stabil
3,5	Küçük taş düşmesi
2	Tehlikeli taş düşmesi
1,7	Ağır tahkimat gerektirir
1,4	Muhtemel kaya patlama riski
>1,4	Yan duvarlarda şiddetli kaya patlama riski



Şekil 2 Kare şeklindeki tüneller için geliştirilen bulanık kaya patlama risk modeli

Bu çalışma ile, doku katsayısı belirlenmiş olan kayaç malzemesinin, tek eksenli basınç dayanımının kestirilmesinden sonra, teğetsel gerilme ile ilişkilendirilmesi sonucunda ortamda kaya patlama riskinin ne olacağına dair bir yaklaşım geliştirilmiştir. Çalışmanın bulanıklaştırılması ile elde edilen sonuçların değerlendirilmesi kolaylaştırılmıştır.

3.2 Atmalı Tünellerde Kaya Patlama Riski

Palmström (1995) tarafından aktarılan ve σ_c/σ_θ oranında hareket ederek, atmalı geometrisindeki

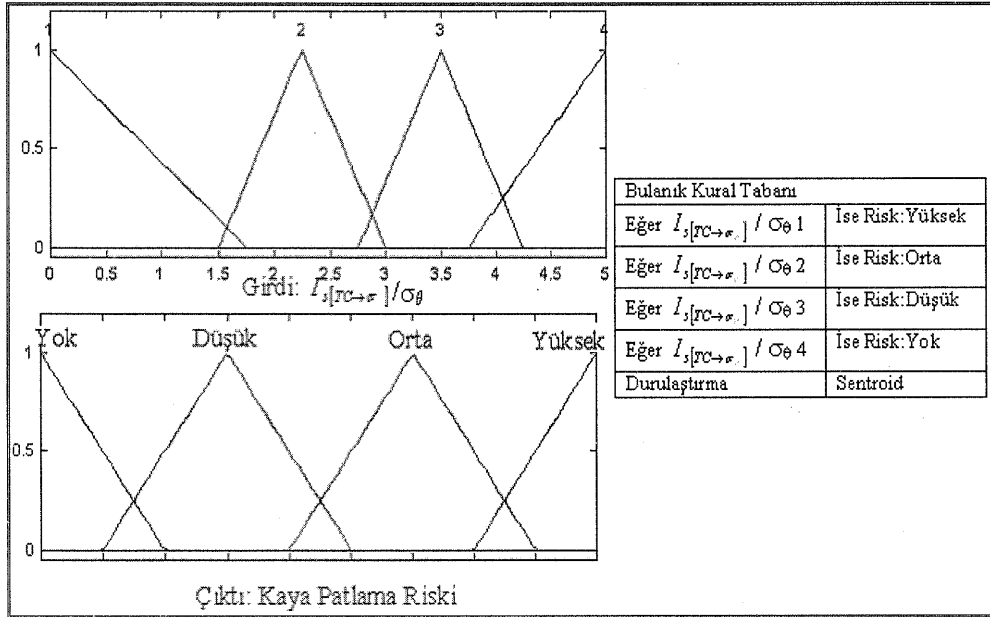
tünellerde kaya patlama riskinin tayini için geliştirilen karakterizasyon Çizelge 3' de verilmiştir.

Çizelge 3 Atmalı geometrisindeki tünellerde kaya patlama riski (Palmström, 1995)

σ_c/σ_θ	Durum
4	Stabil
3 – 4	Küçük taş düşmesi
1,5 – 3	Orta derece taş düşmesi
<1,5	Yüksek derece taş düşmesi

Yukarıda verilen karakterizasyonda kullanılan tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin, nokta yük dayanımlarından kestirilmesi ile elde edilmesi önerilmiştir ($\sigma_c = 20I_s$). Bu çalışmada, at nalı şeklinde açılacak olan galerilerde kaya patlama riskinin araştırılması için aşağıda verilen bulanık model önerilmiştir. Modelin kullanımı için önerilen, TC' den hareket edilerek nokta yük dayanımının kestirilmesi ve daha sonra tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin $\sigma_c = 20I_s$ eşitliği ile elde

edilmesidir. Girdi parametresini elde edilmesini tanımlamak amacıyla $I_s[rc \rightarrow \sigma_c]$ notasyonu kullanılmıştır. Ancak, sonuçlar TC' den hareket edilerek σ_c ' nin kestirilmesi ile tekrar elde edilmeli ve bir önceki model ile kıyaslanmalıdır. At nalı şeklindeki tünellerde, kazı ve tahkimat işlemleri sırasında herhangi bir kaya patlama olgusu ile karşılaşılıp karşılaşılmayacağını kestirimi amacıyla geliştirilen model Şekil 3' de verilmiştir.



Şekil 3 At nalı şeklindeki tüneller için geliştirilen bulanık kaya patlama risk modeli

4 SONUÇLAR

Yeraltı açıklıklarının inşaatı sırasında, kaya kütle ortamından, açılan boşluğa doğru bir kaya patlama riskinin meydana gelip gelmeyeceğinin kestirimi kaya mühendisliği için son derece önemlidir. Proje çalışmaları sırasında meydana gelebilecek böylesi bir olgu, projenin aksamasının yanında, çalışanlar için ciddi tehlikelere sebebiyet verebilir. Kaya patlama olgusunun araştırılması için, açıklığın etrafında oluşan teğetsel gerilmelerin (σ_θ) ve kayaç malzemesinin tek eksenli basınç dayanımının (σ_c) bilinmesi son derece faydalı çıkarımlar yapılmasını sağlamaktadır.

Açıklık etrafında oluşan teğetsel gerilmeler, açılan boşluğun geometrisine, çalışma derinliğine ve formasyon özelliklerine bağlı olarak tayin

edilebilmektedir. Teğetsel gerilmeler her ne kadar genelde çok derin tüneller için önemli sayılsada, yatay gerilmenin yüksek olduğu yerlerde açılan sığ tüneller içinde mutlaka hesaplanmalıdır.

Bu çalışmada, kayaç malzemelerinin dayanım özelliklerinin tayininde kullanılan tek eksenli basınç dayanımlarının, doku katsayısından (TC) elde edilmesi yoluna gidilmiştir. Bu amaca yönelik olarak geliştirilen modellerin özellikleri belirlenmiştir. Bu sonuçlara göre TC' den hareket ederek σ_c ' nin en iyi durumda %92,8 en kötü durumda ise %71,5 doğruluk ile kestirildiği 5 farklı bulanık model geliştirilmiştir. Modellemede bulanık mantık ilkeleri, sonuçların iyileştirilmesi amacıyla kullanılmış ve her durumda regresyon modellerinden daha iyi sonuçlar elde edilmiştir.

Bu aşamanın tamamlanması ile kare ve atnalı şeklindeki tünellerde kaya patlama olgusunun araştırılmasına yönelik bulanık modeller geliştirilmiştir. Söz konusu modeller daha önce Hoek & Brown (1980) ve Palmström (1995) tarafından aktarılan karakterizasyonların güncellenmesi şeklinde gerçekleştirilmiştir. Bu sayede TC ve teğetsel gerilme değerlerinin kullanılması ile atnalı ve kare şekilli tünellerde kaya patlama riskinin tayini yapılabilmektedir. Modellemenin bulanık mantık esaslarına göre yapılmış olması, modelden alınacak sonuçları daha güvenilir olması ve sınıflar arasındaki geçişlerin daha yumuşak olmasına sebebiyet verecektir. Bu çalışma ile yeraltı açıklıklarındaki kaya patlama riskinin tayini için kayaç örneklerinden alınan ince kesitlerin dokusal özelliklerinin ve tünelin geometrik özelliklerinin bilinmesi yeterli hale getirilmiştir.

KAYNAKLAR

- Arioğlu, E. Arioğlu, B., & Girgin, C., 1999. Stability evaluation and design of tunnel openings in brittle-massive rock masses, *3rd Int. Sym. Sprayed Concrete*, Norway, 26-29 September: 28-38.
- Bieniawski, Z.T., 1984. Rock mechanics design in mining and tunneling, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Ersoy, A. & Waller, M. D., 1995. Textural characterisation of rocks. *Eng. Geology*, 39: 123-136.
- Hoek E. & Brown E.T., 1980. Underground excavations in rock, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E., 1981. Geotechnical design of large openings at depth, *Rapid Exc. & Tunn. Conf. AIME 1981*.
- Howarth, D.F. & Rowlands, J.C., 1987. Quantitative assessment of rock texture and correlation with drillability and strength properties, *Rock Mech. Rock Eng.* 20: 57-85.
- Öztürk, C. A., Nasuf, E. & Bilgin, N., 2004. The assessment of rock cuttability, and physical and mechanical rock properties from a texture coefficient, *Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy*, 7: 397-403.
- Palmström, A., 1995. RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes, PhD Thesis, Oslo Uni., Norway.

Bir yerleşim alanındaki zemin parametrelerinin uzaysal değişkenliği *Spatial variability of soil parameters in an urban area*

S. Yüksek & H. Arslandaş

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü 58140 Sivas

I. Yılmaz

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 58140 Sivas

ÖZET: Yerleşim alanlarındaki kayaların fiziko-mekanik özelliklerinin bilinmesi artık yasal ve yaşamsal olarak zorunludur. Ancak her nokta veya lokasyonun özelliklerini belirlemek teknik olarak mümkün ve ekonomik değildir. Bu nedenle ölçüm yapılan noktaların verileri kullanılarak ölçüm yapılmayan/yapılamayan bölgelerin özellikleri değişik interpolasyon teknikleri ile kestirilebilmektedir. Bu çalışmada pilot bölge olarak seçilen Sivas ilinde yerleşim bölgesinde 170 farklı noktada ölçülmüş bazı zemin parametreleri analiz edilmiş ve Kriging metodu ile bu parametrelerin uzaysal değişkenliği tahmin edilmiştir. Daha önce hazırlanmış olan büyük ölçekli şehir planı, topografik harita, jeolojik ve mühendislik jeolojisi haritaları bilgisayar ortamına alınarak sayısallaştırılmış ve bu çalışmadan üretilen haritalarla üst üste getirilmiştir. Böylece şehir yerleşim alanındaki zeminlerin uzaysal değişkenliği ortaya konmuştur. Modellerin kontrolünde kullanılan çapraz doğrulama sonuçları kestirimlerin genel değerlendirmeler için ön yaklaşım olarak kullanılabileceğini göstermiştir.

ABSTRACT: It has become a vital and legal necessity to know physico-mechanical properties of soil and rock in urban areas. However, it is technically and economically not possible to determine ground properties of all locations. For this reason, ground properties of other locations should be estimated by utilizing data obtained from studied locations using various interpolation techniques. In this study, some ground parameter values measured from some 170 points in Sivas urban area are analyzed. Then spatial variability of these parameters is estimated by kriging interpolation technique. By digitizing, previously prepared minor-scale city map, topographic map, geology and engineering geology maps are transferred into computer environment and then overlapped with those prepared in this study. By this way spatial dispersion of ground parameters within urban area is produced. Results of cross validation studies, which are utilized in model controlling, show that estimated parameter values could well be benefited as preliminary approximations in general evaluation studies.

1 GİRİŞ

Litosfer veya taşküre olarak bilinen yerkabuğunun kalınlığı okyanuslarda 5-10 km kıtalarda ise 25-75 km olup ortalama kalınlık 33 km kabul edilmektedir. İnsanlar, maden arama ve işletme, tünel-galeri, karayolu-demiryolu-hava alanı pisti, baraj, köprü, bina-gökdelen gibi değişik amaçlar için bahsedilen kalınlığın en üst kısmında toprak, kaya veya bunların karışımı olan ortamlarda teknik veya mühendislik girişimleri yapmaktadır. Söz konusu ortamlar değişik mühendislik disiplinlerinin ortak çalışma alanı durumundadır. Özellikle son yıllarda

yaşanan depremlerden sonra zeminlere ilişkin etütlerinin yapılması zorunlu hale getirilmiştir. Bu etütlerin ana amacı yukarıda belirtilen mühendislik yapılarının etkileşimde bulunduğu zemin veya kaya ortamlarının jeoteknik/jeomekanik özelliklerinin belirlenmesidir. Böylece yerüstü ve yeraltı yapılarının projelendirilmesinde bu parametrelerin kullanılması kaçınılmaz olmaktadır. Aynı zamanda etütlerde, arazi ve laboratuvar deneylerinin uzman ekip ve ekipmanlarla doğru ve hassas yapılması son derece önemlidir. Ancak özellikle yerleşim alanlarının her noktasında deney ve gözlem yapmak hemen hemen olanaklı veya ekonomik

2.2 Zeminler

Sivas Kenti yerleşim alanı içerisindeki zeminler, akarsu çökelleri ile alüvyonlardan oluşmaktadır. Bu zeminlerin özellikleri üzerine önemli sayılabilecek bazı çalışmalar, İrfan ve Özkaya (1981), Ülker (1982), Karacan (1989, 1990, 1992, 1994), Yılmaz (1994) ve Yüksek Proje AŞ. (1986) olarak sayılabilir.

Akarsu Çökelleri: Karacan ve Diğ. (1996)'ne göre Karşıyaka, Kılavuz ve Mimar Sinan Mahallelerinde geniş yayılım göstermektedirler (Şekil 3). Altındaki Tatlıcak formasyonuna aşılal uyumsuzlukla gelmektedirler. Genellikle değişik kalınlıklarda killi, kumlu ve çakıllı seviyeler içermektedirler. Kasapoğlu (1982)'na göre çökellerin çakıllı kumlu seviyelerindeki çakılların yarı yuvarlak veya yuvarlak olmaları uzun eksenleri boyunca bir yönelme göstermeleri ve devamlı bir depolanmaya sahip bulunmaları gibi fluvial akarsu ortamlarını karakterize eden özellikleri bunların göl ortamına açılan ve/ya göl ortamı içindeki eski akarsu yataklarına ait olduğunu göstermektedir.

Alüvyonlar: Sivas Kenti yerleşim alanında Kızılırmak ve Mısmılırmak gibi önemli akarsular bulunmaktadır. Bu akarsuların vadi düzlükleri alüvyonlarla kaplıdır. Genel olarak kum, silt, çakıl ve kilden oluşmaktadır. Alüvyonların bulunduğu yerlerde su seviyesi yüzeye oldukça yakındır. Bu durum Üniversite kampüsü bölgesinde belirgin şekilde görülmektedir. Zeminlerin ortalama tane özgül ağırlıkları $2,01 \text{ ton/m}^3$, ortalama su içerikleri % 20,5 civarındadır.



Şekil 3. Mimar Sinan mahallesinde bir temel kazısında çakıllı seviyeler

3 BAZI ZEMİN PARAMETRELERİNİN UZAYSAL DEĞİŞKENLİĞİ

Çalışmanın ilk aşamasında değişik zemin araştırma büroları ve kamu kuruluşları tarafından yerleşim

alanında yapılmış etütlerden bazı önemli zemin parametreleri elde edilmiş ve bu veriler düzenlenerek bilgisayara aktarılmış ve bir veri tabanı oluşturulmuştur. Veri tabanında, şehrin değişik mahallelerinden farklı 170 noktaya ait, koordinatlar, mahalle isimleri, tane boyu dağılımı sonuçları, Kıvam sınırları, kohezyon, su içeriği, içsel sürtünme açısı, doğal birim hacim ağırlık, kuru birim hacim ağırlık, zemin sınıfı, taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmeleri yer almaktadır. Sivas ili yerleşim bölgesinin zeminlerinin değerlendirilebilmesi için öncelikle bölgenin büyük veya orta ölçekli topografik, yerleşim planı, jeolojik, mühendislik jeolojisi haritaları elde edilmiş ve bilgisayar ortamına alınarak Autodesk Map ve Surfer programları yardımıyla sayısallaştırılmıştır. Sivas yerleşim alanı topografyası plato şeklinde olup, 1265m ile 1380 m kotları arasında yer almaktadır. İshani mahallesinin yüksek yerleri 1410m kotlarındadır. Şehrin Topografyası Kızılırmak ve Mısmılırmak yakınlarında düz olurken kuzeye, kuzey batıya ve kuzey doğuya doğru yükselmektedir. Saha araştırmalarında şehrin çoğu bölgelerinde yaygın olarak zeminler yüzeylerken çok az bölgelerde kaya mostraları bulunmaktadır. Kızılırmak ve Mısmılırmak civarı bölgelerde alüvyon malzemesi geniş alanlarda yüzeylenmekte olup bu bölgelerdeki kalmıklarla fazladır. Şehrin Kuzey ve kuzeydoğu yerleşim bölgelerinde birkaç cm den birkaç metre kalınlığa kadar değişmektedir.

Sivas yerleşim alanında günümüze kadar 500 den fazla değişik noktada zemin etüdü yapılmış olup, bu etütlerden sadece 170 değişik noktanın verileri elde edilebilmiştir. Bu verilerin lokasyonları belirlenerek koordinatları hesaplanmıştır. Yukarıda belirtilen zemin parametreleri verilerinin istatistiksel ve jeostatistiksel değerlendirmesi için lisanslı GS+ programı(Web1) kullanılmıştır. Bu çalışmada verilerin değerlendirmesinde; yapılan deneylerin doğru ve hassas, elde edilen verilerin doğru ve güvenilir, ortamların homojen ve izotrop olarak varsayıldığı özellikle dikkate alınmalıdır. Ara değerlerin hesaplanmasında Kriging yöntemi uygulanmış olup, yonteme ait çalışma prensibi aşağıda özetlenmiştir.

3.1 Kriging yöntemi

Bu yöntem, 1951 yılında Daniel Krige tarafından ilk defa ortaya konmuş, 1960'lı yıllarda George Matheron'un bölgeselleşmiş değişkenler teorisi ile geliştirilmiş ve Krigenin onuruna jeostatistiğe girmiştir. Uzaysal ve düzlemsel olarak ara değer hesaplama tekniği olan bu yöntem, özetle variogram analizi, hata varyansı ve kriging denklemlerinin hesaplanmasından oluşmaktadır(Matheron, 1971).

Burada karmaşık matematiksel denklemler yerine anlamları açıklanmaya çalışılacaktır. Ölçüm yapılmış noktaların verilerinden faydalanarak ölçüm yapılmamış bölgelerin değerleri kestirilebilmektedir. Bu kestirimde en ideal olan, gerçek değerle tahmin edilen değerlerin farkının yani hatanın sıfır olmasıdır. Bunun için bilinen noktaların ağırlık katsayılarının en doğru şekilde hesaplanması için hata varyansının minimum olması gerekir. Bu ise fonksiyonun diferansiyeli alınarak sağlanmaktadır. Ağırlık katsayılarının toplamı "1" olmak zorundadır ve bunun için lagranj çarpanı denkleme eklenir. Elde edilen tahmin varyansına Kriging Denklemi adı verilmektedir. Bu matris denkleminin klasik çözümü çok fazla zaman aldığı için bilgisayar programı ile kolay hale getirilmiştir. Böylece tüm bölgenin variogram sonuçlarına göre küresel veya elipsoidal taraması yani anizotropik olarak taranmakta ve ölçüm yapılmamış noktaların değerleri kestirilebilmektedir.

Çapraz doğrulama tekniği kullanılarak kriging yönteminin parametreleri en doğru şekilde tahmin edilebilmektedir. Bu çalışmada mevcut bilgisayar programı yardımıyla daha önce bahsedilen zemin parametrelerinin istatistiksel ve jeostatistiksel analizleri yapılmış ve elde edilen sonuçlar değişik harita altlıkları ile çakıştırılarak yorumlanmıştır. Bu analizlere ait bir örnek aşağıda verilmiştir.

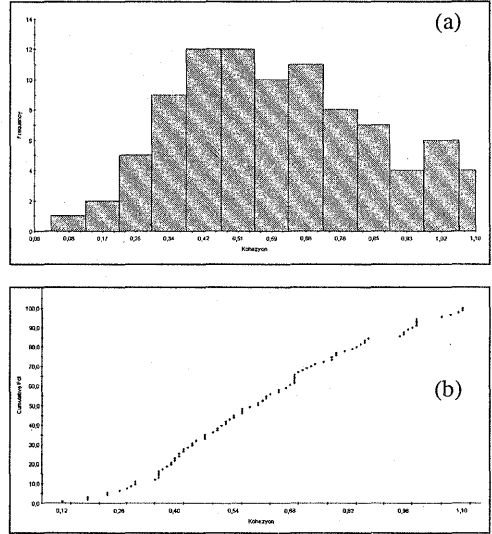
3.2 Kohezyon Verilerinin Değerlendirilmesi

Sivas İli yerleşim alanından elde edilen kohezyon değerlerine ait istatistiksel değerlendirme sonuçları Çizelge 1'de, değerlerin dağılımları ve kümülatif frekans grafikleri ise Şekil 4'de görülmektedir. Şekil 5'de bu verilerin yerleşim alanındaki yerleri görülmektedir.

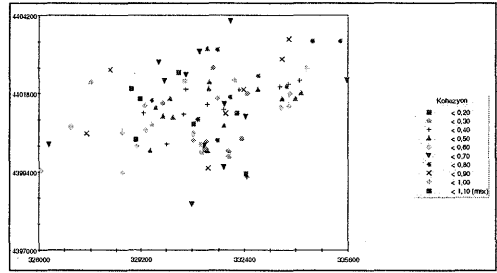
Çizelge 1. Kohezyon Değerlerinin İstatistiksel Sonuçları

	Değişim Aralığı		Aritmetik Ortalama (X)	Standart Sapma (S)
	En Az	En Çok		
Kohezyon (kg/cm ²)	0,08	1,69	0,67	0,33

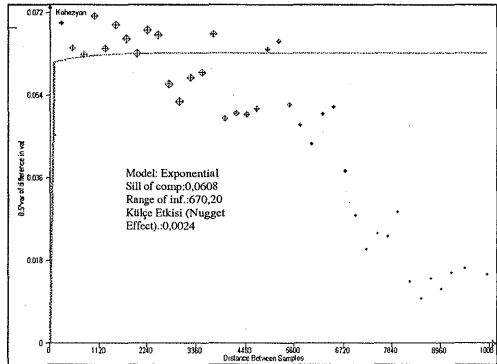
Kohezyon verilerinin variogram grafiği Şekil 6'da görülmektedir. Variogram parametreleri kullanılarak bilinmeyen noktaların değerleri Kriging yöntemi ile hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar ile yerleşim planı Şekil 7'de görülmektedir.



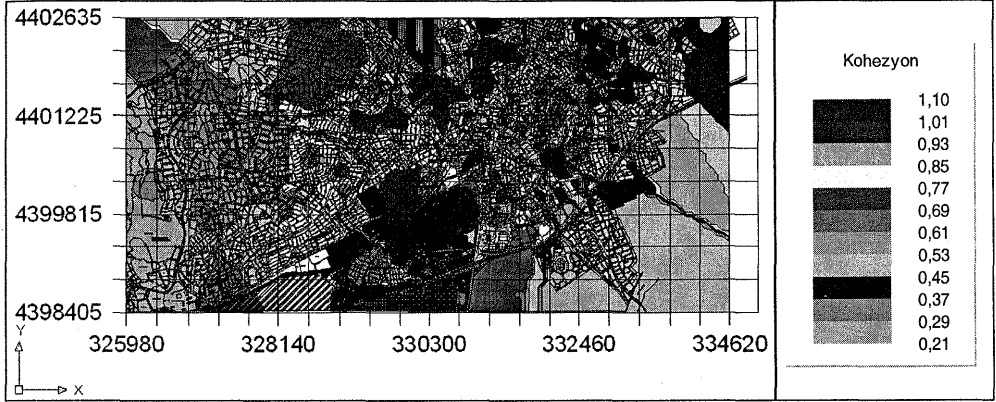
Şekil 4. Kohezyon değerlerine ait histogram (a) ve kümülatif frekans grafikleri (b)



Şekil 5. Kohezyon verilerinin dağılım haritası



Şekil 6. Kohezyon verilerine ait variogram grafiği



Şekil 7. Kriging metodu ile hesaplanan kohezyon değerleri dağılımı(Arslan, 2006)

4 SONUÇLAR

Alan araştırmalarının ana amacı mühendislik yapılarının etkileşimde bulunduğu toprak veya kaya ortamlarının jeoteknik/jeomekanik özelliklerinin belirlenmesidir. Ancak bir yerleşim bölgesindeki tüm lokasyonların zemin özelliklerinin belirlenmesi olanaklı olmadığı gibi ekonomik de değildir. Bu nedenle değişik interpolasyon/aradeğer teknikleri kullanılarak ölçüm yapılmamış noktaların değerleri kestirilebilmektedir. Bu çalışmada Sivas ili yerleşim bölgesinde 170 farklı noktada ölçülmüş bazı zemin parametreleri analiz edilmiş ve Kriging metodu ile bu parametrelerin uzaysal değişkenliği hesaplanmıştır. Daha önce hazırlanmış olan büyük ölçekli şehir planı, topografik harita, jeolojik ve mühendislik jeolojisi haritaları bilgisayar ortamına alınarak sayısallaştırılmış değişik zemin parametreleri haritaları ile üst üste çakıştırılmıştır. Böylece şehir yerleşim alanındaki zeminlerin uzaysal değişkenliği ortaya konmuştur. Elde edilen sonuçlar genel değerlendirmede bulunabileceğini ve ileriki çalışmalara bir ön görüş verebileceğini göstermiştir.

KAYNAKLAR

- Arslan, H., 2006, Bazı Zemin Parametrelerinin Değişik Interpolasyon Teknikleri ile Tahmini: Sivas İli Örneği, Y.Lisans Tezi, Cumhuriyet Üniv. Sivas, 90s.
- Ceyhan, F., 1987, Sivas Güneydoğusundaki Tuz ve Jips Yataklarının Jeolojisi, Oluşumu, Kökeni ve Ekonomik Özellikleri, Yüksek Lisans Tezi, Cumhuriyet Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sivas, 107s.
- Gökçe A., Ceyhan, F., 1988, Sivas Güneydoğusundaki Miyosen Yaşlı Jipsli Çökellerin Stratigrafisi, Yapısal Özellikleri ve Oluşumu, Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Dergisi, Seri A-Yerbilimleri C.5 S 1, s91-112.

- Gürsoy, H., Temiz, H. Ve Poisson, A.M., 1992, Recent Faulting in The Sivas Area C.Ü. Mühendislik Fakültesi Dergisi, Seri A-Yerbilimleri, s11-17.
- İrfan, T.Y. ve Özkaya, I., 1981. Engineering Geological Mapping of Gypsiferous Formations, Sivas, s33-37.
- Karacan, E., 1989, Sivas Güneydoğusundaki Jipslerin Jeo-Mühendislik Özelliklerinin İncelenmesi, Doktora Tezi, H.Ü. Fen Bilimleri Enst. Ankara, 99s.
- Karacan, E., 1990, Sivas Güneydoğusundaki Jipslerin Jeo-Mekanik Özelliklerinin İncelenmesi, 2. Ulusal Kaya Mekanik Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Ankara, s. 187-208.
- Karacan, E., 1992, Sivas Güneydoğusundaki Jipslerin Çözünürlük Özellikleri, C.Ü. Müh. Fak. Dergisi Seri A-Yerbilimleri, s. 67-74.
- Karacan, E., 1994, Sivas Organize Sanayi Bölgesi İnşaat Alanı Zeminlerinin Jeoteknik Özellikleri, C.Ü. Müh. Fak. Derg., Seri A-Yerbilimleri, Cilt 10-11, S.1, s79-86.
- Karacan, E., Arslan, A.T., Kılıçdağı, R., Keskin, Ö., 1996, Sivas Kenti Yerleşim Alanının Mühendislik Jeolojisi Özellikleri, Türkiye Jeoloji Kurultayı Bülteni, Sayı:11, s26-36.
- Kasapoğlu, K.E., 1982, Ankara Kenti Zeminlerinin Jeo-Mühendislik Özellikleri, H.Ü. Yerbilimleri C. 9, s. 19-40.
- Kurtman, F., 1973, Sivas Hafik, Zara ve İmranlı Bölgesinin Jeolojik ve Tektonik Yapısı, MTA Dergisi, s1-33.
- Matheron, G., 1971, The theory of regionalized variables and its application. Centre de Morphologie Mathématique de Fontainebleau, Cahier 5, 211p.
- Web 1, www.gammadesign.com
- Yüksek Proje AŞ., 1996, Sivas-Tuzlahan Çelikhane ve Haddehane Tesisleri Zemin Etütleri Raporu, s. 73

Elastic properties determination in marbles from Mugla region in Turkey by ultrasonic velocity techniques

A.H. Deliormanlı

Department of Mining Engineering, Dokuz Eylül University, Izmir, Turkey

L. Burlini

Geologisches Institut ETH Zentrum, CH-8092 Zürich, Switzerland

A.B. Yavuz

Torbalı Vocational School, Dokuz Eylül University, Izmir, Turkey

ABSTRACT: In this paper we report the experimental measurements of Vp-Vs on Triassic marble samples that are Mugla White and Aubergine from Mugla region. The measurements of P-S wave velocities were performed at room temperature and high confining pressure up to 300 MPa in a heard type pressure vessel at ETH Zurich using the pulse transmission technique on 26 mm diameter cores. The white Mugla marble was isotropic and displayed Vp of 6.86 km/s and Vs of 4.34 km/s at 300 MPa confining pressure. From these we obtained a dynamic Young modulus of 119 GPa and a poison's ratio of 0.167. The Aubergine marble from Mugla displayed and orthorhmbic seismic anisotropy of about 3.4 %, with maximum Vp of 6.94 km/s parallel to the mineral lineation and minimum Vp of 6.71 km/s normal to foliation at the maximum confining pressure.

1. INTRODUCTION

The relationship between seismic wave velocities and rock anisotropic properties bear importance in both civil and petroleum engineering. While elastic mechanical properties are used for engineering practices such as underground excavation design (civil and mining engineering) and drilling and completions (petroleum engineering), often they have to be derived from elastic wave velocities (Zheng, 2000).

Seismic techniques are usually employed in both site and laboratory to characterize and determine the dynamic properties of rocks. Since these techniques are non-destructive and relatively easy to apply, they are increasingly being used in geotechnical engineering. (Kahraman, 2001). Most people present (Youash, 1970, Gaviglio, 1989, Inoue and Ohomi, 1981, among many) the relationships between rock properties and sound velocity and found that sound velocity is closely related with rock properties especially dynamic properties.

There are a number of factors that influence the sound velocity in rocks. The important factors are rock type, density, grain size and shape, porosity, anisotropy, porewater, confining pressure and temperature (Kahraman, 2001). Experimental and theoretical approaches are currently used in order to investigate seismic anisotropy on rock samples. A review of different theoretical methods to calculate seismic anisotropy is given by Mainprice and

Humbert (1994). It is widely accepted that the seismic anisotropy is primarily controlled by lattice preferred orientations (LPO) of anisotropic minerals (Burlini and Kunze, 2000). Furthermore, the other factors such as thin cracks and void space geometry affect velocity anisotropy (Klimentos, 1991, Bourbie and Zinszner, 1985, Benson, 1976, 2005).

In this paper we report the experimental measurements of Vp-Vs on Triassic marble samples that are Mugla White and Aubergine from Mugla region. The measurements of P-S wave velocities were performed at room temperature and high confining pressure up to 300 MPa in a heard type pressure vessel at ETH Zurich using the pulse transmission technique on 26 mm diameter cores. The white Mugla marble was isotropic and displayed Vp of 6.86 km/s and Vs of 4.34 km/s at 300 MPa confining pressure. From these we obtained a dynamic Young modulus of 119 GPa and a poison's ratio of 0.167. The Aubergine marble from Mugla displayed and orthorhmbic seismic anisotropy of about 3.4 %, with maximum Vp of 6.94 km/s parallel to the mineral lineation and minimum Vp of 6.71 km/s normal to foliation at the maximum confining pressure.

2. GEOLOGICAL SETTING

The Menderes Massif is a vast NE-SW trending metamorphic terrain in western Turkey. It contains regionally metamorphosed rock successions of

gneiss, mica schist and marble beds at the basement, on which melange rocks of the Izmir-Ankara Zone in the north and Lycian belt in the south lay as nappes (Güngör and Erdogan, 2001). Stratigraphically the upper part of the Menderes Massif's cover series is represented by a platform succession of detrital and carbonate rocks. The platform-type marble successions range in age from Triassic to Late Cretaceous, and are overlain by a red pelagic marble horizon and flysch-type detrital rocks of Late Cretaceous-Earliest Eocene (Güngör and Erdogan, 2002). Marble beds are generally found as long lenses within the cover series in the southern flank of the Menderes Massif Metamorphics in the Mugla area in SW Turkey (Fig1, 2).

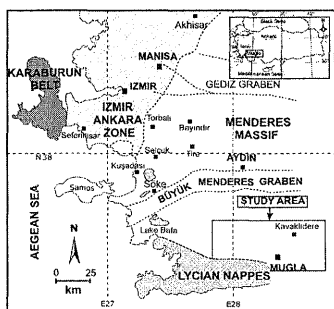


Fig. 1. The major tectonic belts and the locations of the study area in south western Turkey. (Modified from Güngör and Erdoğan, 2001).

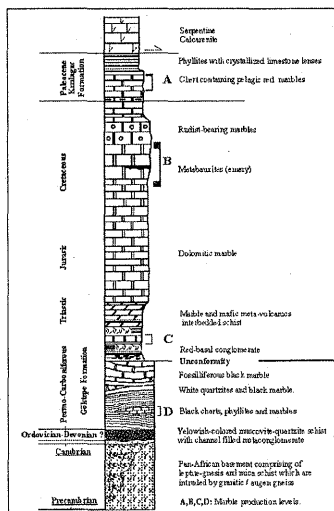


Fig.2. Simplified stratigraphic columnar section of the Menderes Massif in SW Turkey (Modified from Konak et al., 1987; Dora et al., 2001 and Güngör and Erdoğan, 2002).

The Triassic marbles are known as "Milas Marbles" and they are the major source of the marble production in the region. The Milas Marbles having different colors and patterns are known with different names such as Milas White, Veined, Pearl, Aubergine, Lilac and Lemon in the marble industry. The Milas White marble has greyish white weathered and white fresh color. There is no well defined foliation plane observed within this marble bed but it occasionally includes Aubergine colored veins. The dark lilac colored Milas Aubergine marbles contain dark blue bands and have well developed foliation directions and higher strength than other marble types produced within the same marble lense.

The Triassic marble beds are found as large lenses in the lower part of the carbonate successions of the cover series of the Menderes Massif. There are several abandoned and working marble quarries in this marble lens (Milas marbles) (Yavuz et al., 2005). In this lens, The Ege Maden Marble quarry is one of the oldest and biggest quarries. The production is generated in the direction of SE along an open pit of 450 m that is perpendicular to the lens where it offers the highest thickness.

3. SAMPLE DESCRIPTION

For the present work, we studied two marbles the so-called Milas White and Aubergine in the Ege Maden Marble Quarry.

Milas White Marble (MW)

This marble has a grayish white and fresh white color. This marble does not show any preferred orientation and is very isotropic. Only bedding, outlined by gray veins, is sometime present. This marble is composed of 100% calcite grains with granoblastic texture (Fig. 3) with aequant grains. The average grain size is $437 \pm 162 \mu\text{m}$ (Fig. 4).

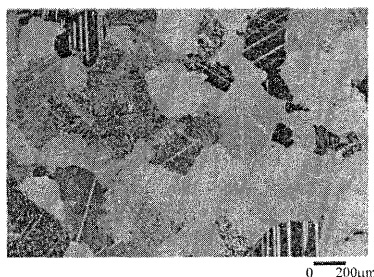


Fig. 3. Thin section photograph of the Milas White Marble under plane polarized light (Crossed Polar).

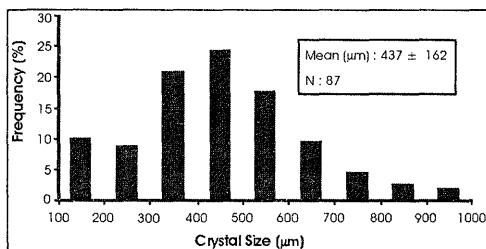


Fig.4. Grain size distribution of Milas White.

Milas Aubergine Marble (MA)

The rock is made of gray and bluish-purple bands, which mark the bedding. In thin section the rock is characterized by coarse grained (A~ 400 μm) and fine grained (B~ 50 μm) bands (Fig. 5, 6). MA sample was characterized by a strong SPO (shape preferred orientation) and weak LPO (lattice preferred orientation).

The chemical composition of the Milas White and Aubergine Marbles taken from Ege Maden Marble Quarry, reported in Table 1, were analyzed trough ICP (ion coupled plasma).

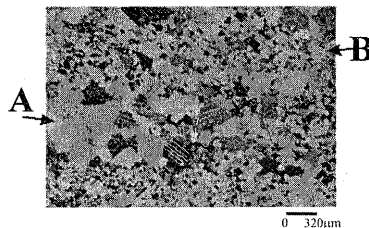


Fig.5. Thin section photograph of the Milas Aubergine Marble under plane polarized light (Crossed Polars, A: Coarse grained band, B: Fine grained band).

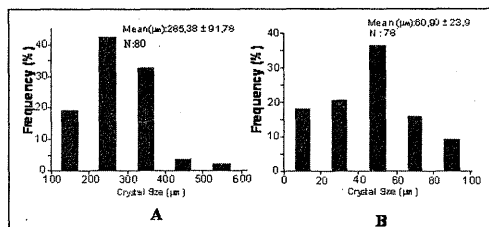


Fig.6. Grain size distribution of Milas Aubergine Marble. A and B refers to the different bands reported in figure 5.

Table 1. The chemical composition of major components (in cut %), loss on ignition (Pf).

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	MnO	Pf	Total
MW(White Marble)	0.272	0.065	0.060	0.590	54.750	0.001	0.0017	0.006	43.670	99.420
MA (Aubergine Marble)	0.121	0.065	0.279	4.937	49.550	0.005	0.0042	0.036	44.410	99.410

4. SAMPLE PREPARATION

From each sample, three mutually perpendicular cores (26 mm in diameter, from 30 to 55 mm in length) have been cut with respect to foliation and lineation (when visible). In the marbles the Z core was cut normal to foliation, the X core parallel to lineation and the Y core normal to lineation and parallel to foliation (Fig. 7). Both sides of the cores were polished and made parallel within 0.02 mm. Cores were oven dried for at least 14 hours at 70°C before measurements.

Table 2. Densities of specimen cores at atmospheric pressure measured using either the specimen dimensions (bulk) or a gas pycnometer (grain). As a reference (Dandekar, 1968), the density of pure calcite is 2.71gr/cm³.

Densities (gr/cm ³)	X	Y	Z	Mean
MW grain density	2.73	2.73	2.73	2.73
MW bulk density	2.71	2.72	2.71	2.71
MA grain density	2.74	2.73	2.74	2.74
MA bulk density	2.72	2.71	2.72	2.72

The bulk density of each core was determined from their dimensions (diameter and length) and weight. Grain density was measured with a He-pycnometer. These results are given Table 2.

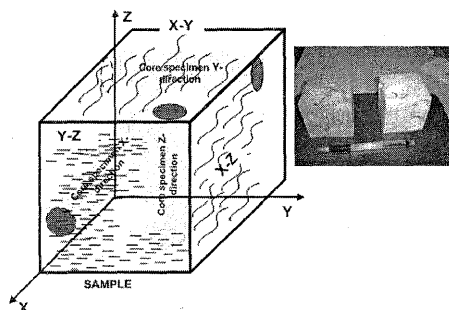


Fig. 7. Left: Sample and core orientations. Right: the cubes of the MA and MW samples from which the three orthogonal cores were cut. Sample MA is on the left hand side.

5. EXPERIMENTAL TECHNIQUE P-S WAVE VELOCITIES

The measurements of P-wave velocities were performed at room temperature and pressures up to 300 MPa in a Heard type pressure vessel at ETH Zurich using the pulse transmission technique. The specimen assembly is represented in Figure 7.

A schematic view of the experimental techniques is shown in Figure 8. On the both sides of the core specimen, brass foil of 0.2mm thickness ensured electrical continuity between the transducer and common pole. The piezoelectric transducer, placed next to the brass foils, were silver plated piezoelectric ceramics (lead zirconate) with a resonant frequency of 1 MHz. The specimen was jacketed with 3 mm thick PVC tubing in order to ensure isolation from the argon gas used as confining medium. The gas pressure is provided by an air driven booster up to 300 MPa, and then by an intensifier. The electronic system consists of a HP Function generator and an oscilloscope (Le Croy, 125 MHz).

An electric pulse is transmitted to the upper piezoelectric transducer (lead zirconate, 1MHz) and converted into a mechanical pulse that propagates through the rock specimen. The pulse is converted again into an electric signal by the lower piezoelectric transducer, and then recorded by the oscilloscope. The pulse delay time is measured and converted into velocity after appropriate calibration of the system.

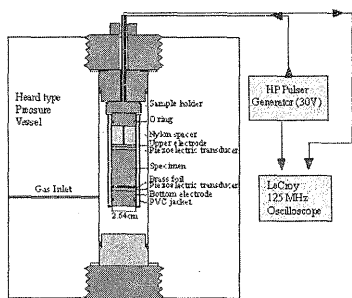


Fig.8. Sample assembly, pressure vessel and electronic system.

6. RESULTS

6.1 Experimental Determination of P-S wave Velocities

The confining pressure/velocity (V_p) curves of the specimen MW are reported in Figure 9, those of the MA specimen in Figure 10. The elastic wave velocities were measured with increasing confining pressure with approximately 20 MPa until a maximum pressure (around 300 MPa) was reached, and with decreasing confining pressure with 20 MPa

decrements. Velocities were recorded during both pressurisation and depressurisation. The non-linear part of the curves corresponds to closure of pores and cracks. Higher velocities during depressurisation are attributed to the fact that some pores and cracks do not reopen immediately. The quasi-linear part of curves represents the intrinsic properties of the rocks and is approached at pressure of 200MPa. At 300 MPa confining pressure the MW samples had a V_p of about 6.87km/s in the three directions measured, with the maximum V_p being parallel to the lineation (Table 3). This sample did not display any significant anisotropy, as shown figure 12. Cracks had closed at pressure greater than 200 MPa, where the V_p /confining pressure curves became linear.

The V_p in the MA sample at 300 MPa confining pressure was highest parallel to the lineation, followed by the intermediate direction and it was lowest normal to the foliation (Fig. 10) The MA sample displays a triaxial distribution of the V_p . In fact, the velocity in the y-core direction is almost exactly equal to the mean between the velocities measured in the X and Z directions. Cracks on the MA sample closed at around 200MPa confining pressure. The maximum velocity of the MA sample (i.e. parallel to lineation) is very similar to that of the MW sample, while in the other two directions the V_p are lower in the MA sample (Table 3).

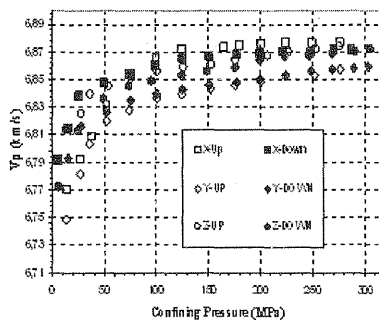


Fig. 9. Experimentally determined P-wave velocities of MW sample.

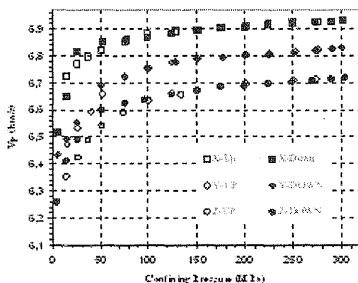


Fig. 10. Experimentally determined P-wave velocities of MA sample.

Table 3. Measured V_p and its anisotropy for the specimens in three directions at 300 MPa confining pressure.

Sample	Pressure P (MPa)	V_p X (km/s)	V_p Y (km/s)	V_p Z (km/s)	V_p Mean (km/s)	A V_p (%)
MW	300	6.87	6.85	6.86	6.86	0.3
MA	300	6.94	6.84	6.71	6.83	3.4

Graphs of S-wave velocities are shown in Figure 11-12. S-wave velocity measurements were made on the cores used for the V_p measurements. Since the MW sample did not display any significant anisotropy; shear waves were measured in one direction only (x-y, where X is the propagation direction and Y is the V_s polarization). The quasi-linear part of the curves is approached at pressure 200 MPa. At 300 MPa, S-wave velocities about 4.34 km/s in sample MW (Fig. 11).

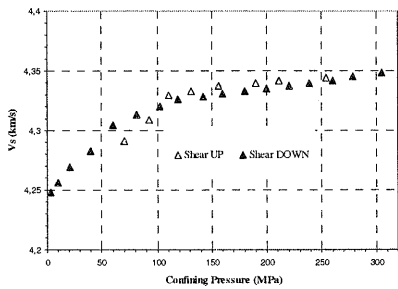


Fig.11. Experimentally determined S-wave velocities of MW sample.

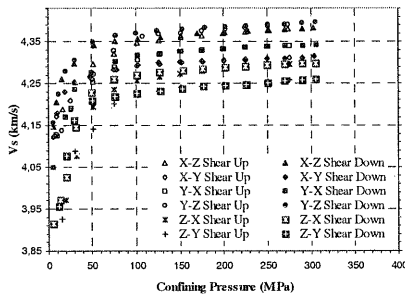


Fig.12. Experimentally determined S-wave velocities of MA sample.

MA sample display major anisotropy. A triaxial distribution of the V_s is presented (Fig. 12). The quasi-linear part of curves for each direction is approached at a pressure of 200 MPa. The average S-wave velocities range from 4.21 km/s to on 4.36 km/s in sample MA at 300 MPa. S-wave velocities measurements for each sample is reported Table 4.

Table 4. Measured V_s for the specimens in three directions at 300 MPa confining pressure.

Samp	C.P. (MPa)	V_s X (km/s)		V_s Y (km/s)		V_s Z (km/s)		V_s Mean (km/s)
		X-Z	X-Y	Y-X	Y-Z	Z-X	Z-Y	
MW	300	-	-	4.34	-	-	-	4.34
MA	300	4.34	4.29	4.31	4.36	4.26	4.21	4.30

6.2 Calculations P wave seismic anisotropy

The dependence of the P-wave velocity with directions is the best evidence of seismic anisotropy. Here the seismic anisotropy is defined as follow:

$$A(\%) = 100 * (V_{p(max)} - V_{p(min)}) / V_{p(mean)} \quad (1)$$

The maximum and minimum velocities were taken from the three measured directions. The anisotropy confining pressure is reported in Figures 13, 14. It generally decreases with pressure, indicating that cracks contribute to the total anisotropy in a constructive manner. In other words, at low pressure, or in the case of pore pressure which would keep open the cracks, we should expect a higher anisotropy.

At maximum confining pressure the measured intrinsic anisotropy of the MW sample is about 0.3%, whilst it is about 3.4% MA (Table 3).

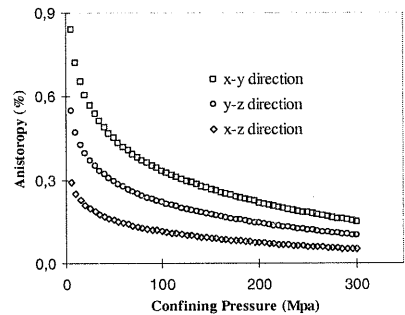


Fig.13. Maximum V_p anisotropy confining pressure of the MW specimen.

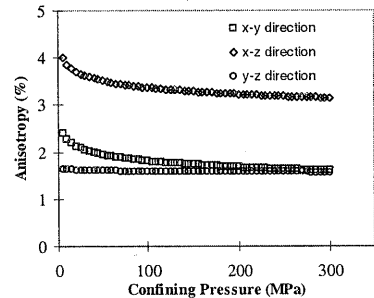


Fig. 14. Maximum V_p anisotropy confining pressure of the MA specimen.

6.3 Calculations Elasticity modulus and Poisson's ratio

The velocities of compressive and shear ultrasonic waves through the core sample are measured and used to calculate the elastic modulus and Poisson's ratio. This method indicates the competency of the rock. Other factors such as anisotropy affect the results (Fig. 15, 16 and 17).

Since sample MW is isotropic, from the waves' velocities and the sample bulk density, the dynamic elastic modulus and dynamic Poisson's ratio can be directly calculated :

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

$$\gamma = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (3)$$

Where,

- V_s =Shear wave velocity (km/s)
- V_p =Compressive wave velocity (km/s)
- E =Elastic modulus (GPa)
- γ =Poisson's ratio
- ρ =Density (gr/cm³)

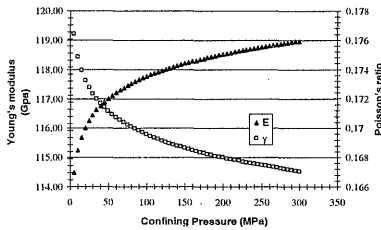


Fig. 15. Maximum Young's modulus and Poisson's ratio confining pressure of the MW specimen.

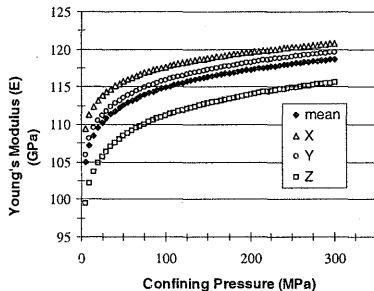


Fig. 16. Maximum Young's modulus confining pressure of the MA specimen.

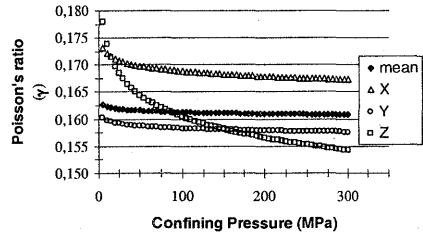


Fig. 17. Maximum Poisson's ratio confining pressure of the MA specimen.

7. CONCLUSIONS

In this study we explained results of measurements of elastic wave velocities (V_p - V_s), calculated anisotropy, Young's and Poisson's ratio on marble specimens under high confining pressure.

At 300 MPa confining pressure, V_p (km/s) was measured along the X which was the highest (6.87). The V_p along Y direction was lowest (6.85) in MW sample. The seismic V_p anisotropy is about 0.05% in this sample. The average V_s at maximum pressure ranges from 4.25 to 4.35 km/s. Young's modulus and Poisson's ratio were calculated, followed by the 119GPa, about 0.167 nearly the maximum confining pressure.

At 300 MPa confining pressure, the maximum V_p (km/s) reached 6.94 along X direction, the minimum V_p (km/s) was 6.71 along Z direction in MA sample. V_p anisotropy ranges from 1.8 % to 3.9 %. The average V_s at 300 MPa confining pressure ranges from 4.21 to 4.36 km/s in MA samples. Young's modulus and Poisson's ratio were calculated; follow by the 117, about 0.161 the maximum confining pressure.

We conclude that the maximum velocity is generally parallel to the mineral lineation, the minimum is always normal to the foliation. In the description of the microstructure we can say that from observation at the optical microscope using the gypsum compensator we did not observed any LPO for sample MW and a very weak LPO (lattice preferred orientation) on sample MA.

Seismic anisotropy can not be explained by the LPO alone. In view of the fact that the observed LPO was very weak, then other factors, as the shape preferred orientation might enhance the seismic anisotropy, as suggested by Burlini and Kunze (2000).

Seismic anisotropy is also significant properties efficiently determination of Young's modulus and Poisson's ratio values of rocks. These values play an important role in underground opening design.

REFERENCES

- Benson PM, Meredith PG, 2003. Platzman ES. Relating pore fabric geometry to acoustic and permeability geometry in Crab Orchard sandstone: a laboratory study using magnetic ferrofluid. *Geophys Res Lett*;1930(19): 1976.
- Benson PM, Meredith PG, Platzman ES, White RE. 2005. Pore fabric shape anisotropy in porous sandstone and its relation to elastic wave velocity and permeability anisotropy under hydrostatic pressure. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*; 42: 890-899.
- Birch, F., 1961. The velocity of compressional waves in rocks to 10 kilobars, Part 2, *J. Geophys. Res.* 66, 2 199.
- Bourbie T, Zinszner B. 1985. Hydraulic and acoustic properties as a function of porosity in Fontainebleau sandstone. *J Geophys Res*;90:11524-32.
- Burlini L, Kunze K. 1968. Fabric and seismic properties of Carrara Marble Mylonite. *Phys.Chem.Earth(A)* 2000; 25: 133-139.
- Dandekar, D.P.1968. Pressure dependence of the elastic constants of calcite, *Phys. Rev.* 172, 873.
- Dora OÖ, Candan O, Kaya O, Koralay E, Dür S. 2001. Revision of "Leptite-gneiss" in the Menderes Masif ; a supracrustal metasedimentary origin. *Int.J. Earth Science*; 89: 386-851.
- Gaviglio P. 1989. Longitudinal waves propagation in a limestone: Relationship between velocity and density. *Rock Mechanics and Rock Eng.*; 22: 299-306.
- Güngör T, Erdogan B. 2001. Emplacement age and direction of the Lycian nappes in the Söke-Selçuk region, Western Turkey. *Int. J. Earth Sciences (Geolo Rundschau)*; 89: 874-882.
- Güngör T, Erdogan B. 2002. Tectonic signification of mafic volcanic rocks in a Mesozoic sequence of the Menderes Masif, Western Turkey. *Int. J. Earth Sciences (Geolo Rundschau)*; 91: 386-397.
- Inoue M., Ohomi, M. 1981. Relation between uniaxial compressive strength and elastic wave velocity of the soft rock. In: *Proceeding of the Int. Symp. On Weak Rocks*. Tokyo; 9-13.
- Kahraman S. 2001. A correlation between P-wave velocity, number of joints and Schmidt hammer rebound number. *International Journal of Rock Mechanics, and Mining Science*; 37: 39-49.
- Klimentos T. 1991. The effects of porosity-permeability-clay content on the velocity of compressional waves. *Geophysics*;56:1930-9.
- Konak N, Akdeniz N, Öztürk EM. 1987. Geology of the south of Menderes Masif. In IGCP proj. 5. Field excursion guide book Western Anatolia, Turkey. *Bull. Min. Res. Expl. Inst. Turkey*; 42-53.
- Mainprice D, Humbert M. 1994. Methods of calculating petrophysical properties from lattice preferred orientation data. *Survey in Geophysics*; 15: 575.
- Yavuz .AB, Turk N, Koca MY. 2005. Geological parameters affecting the marble production in the quarries along the southern flank of the Menderes Massif, in SW Turkey. *Engineering Geology*; 80: 214-241.
- Youash Y. 1970. Dynamic physical properties of rocks: Part 2, experimental result. In: *Proceeding of the Second Congress International Journal of Rock Mechanics*, Beograd; 1:185-195.
- Zheng Z. 2000. Seismic anisotropy due to stress-induced cracks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*; 37: 39-49.

Estimation of ultrasonic pulse velocity of limestone from water absorption

H. Çanakcı, H. Güllü, O. Şirin

Department of Civil Engineering, University of Gaziantep, 27310 Gaziantep, Turkey

ÖZET: Kayaların içerisinde geçen ses dalgası hızı (SDH) ile kayaların mekanik ve fiziksel özelliklerini tahmin etmek için birçok ampirik model geliştirilmiştir. Fakat, SDH ölçülmesi için düzgün yüzeyli kayaç numunesine ve pahalı ve gelişmiş olan bir cihazına ihtiyaç duyulmaktadır. Bu zorluğu aşmak için kireçtaşının su emmesi ile SDH hızları arasındaki ilişki incelenmiştir. Çalışmada Gaziantep yöresinde toplanmış olan 67 adet kireçtaşı numuneleri üzerinde SDH ve su emme deneyleri yapılmıştır. Deneyler sonucunda kireçtaşının su emmesi ile SDH arasında anlamlı bir ilişki olduğu ortaya konulmuştur. Bu ilişki kullanılarak kayaların SDH değerleri yaklaşık olarak hesaplanabilmektedir.

ABSTRACT: Many predictive models were developed for the estimation of mechanical and physical properties of rock from its ultrasonic pulse velocity (UPV). However, determination of UPV requires expensive and sophisticated equipment. For this reason, a predictive models using regression analysis have been developed to estimate UPV of limestone from its water absorption. For this, a series of tests on 67 samples obtained from Gaziantep and its close vicinity were conducted. UPV tests were carried out on both dry and saturated conditions of the samples. Following the tests, regression analyses studies were carried out. A meaningful relationship between water absorption and UPV was obtained for saturated and dry conditions. The model may be used for preliminary estimation of UPV values of rocks.

1 INTRODUCTION

Ultrasonic pulse velocity (UPV) is an important property of intact rock in engineering practice. Depending upon the presence of voids and cracks, it is closely related to the rock mass properties (Birch 1960, D'Andrea et al. 1965, Deere and Miller 1966, Lama and Vutukuri 1978, Han et al. 1986, Gaviglio 1989, Klimentos and McCann 1990, Bernal et al. 2000, Kahraman 2001, Assefa et al. 2003). The relationships between UPV and rock mass properties were studied by different researches (Yasar and Erdogan, 2004; Zarif and Tugrul, 2003; Tugrul and Zarif, 1999; Inoue and Ohomi, 1981). Reliable correlations reported in the literature for mechanical properties are elasticity modulus (E) and uniaxial compressive strength (UCS). Reasonable correlation reported for the physical properties are density (ρ) or unit weight (γ) and porosity. Predictive models found in the literature for different rock types and different properties are given in Table 1. These

predictive models are generally used for estimating rock mass properties especially in preliminary design stages.

However, determination of UPV for a rock sample in a laboratory requires expensive equipment and well prepared core samples. A simple and cheap method is suggested to determine UPV of limestone from a simple physical properties of rock. In this method, relationship between UPV and water absorption was utilized. Main reason for the selection of water absorption test is its simplicity and repeatability. This test does not require well prepared core samples. All that is needed a chunk of rock and a balance and an oven which always exist in most of the geotechnical laboratories.

In this study, it is aim to develop a predictive model for limestone to estimate UPV from its water absorption. In this way, indirect estimation of some mechanical and physical properties of limestone can be easily done.

Table 1. Some predictive models for determining physical and mechanical properties of different rocks from UPV

Reference	Equation
	$E = 9.2006(UPV) - 12.324$
Yasar and Erdoğan (2004)	$UCS = 25.112(UPV) - 35.901$ $\rho = 0.1881(UPV) + 1.9268$ $E = 9.5144(UPV) - 14.139^*$
Zarif and Tugrul (2003)	$UCS = 16.727(UPV) + 21.276$ $\gamma = 0.2256(UPV) + 25.267^*$ $n_T = 5.3666 - 0.6213(UPV)^*$
Inoue and Ohomi (1981)	$UCS = k\rho(UPV)^2 + A$

2 GENERAL PROPERTIES OF LIMESTONE

The limestone used in this study obtained from Gaziantep (Turkey) and its close vicinity (Figure 1). Geological map of the city and its close vicinity were shown in Figure 2. The limestone found in Gaziantep city center is named as Firat formation and Gaziantep formation. Firat formation is basically reefal limestones and Gaziantep formation is clayey and chalky limestone. There are also two other formations found in near vicinity of the city which are Gercüş formation and Ardıçlıtepe formation. Gercüş formation is mainly constituted with conglomerate, sandstone, gravelly limestone and gravelly marl. Ardıçlıtepe formation has no any constitutes such as gravel, clay and sand. In the consideration of geological time, both Gaziantep and Ardıçlıtepe formations are assembled within the middle upper Eocene. However, Firat and Gercüş formations are created in the lower middle oligocene and lower Eocene, respectively. Depth of limestone around the region is almost varying from 500 m to 1000 m.

3 EXPERIMENTAL STUDY

Limestone samples used for the tests were obtained from borings in the field and coring in the laboratory from block samples representing different geological formations. Core samples were taken with the core barrel designation NX. A total of 67 core samples were prepared for ultrasonic pulse velocity

measurement and water absorption test. Mineralogical analysis indicated that test samples are 97% CaCO_3 . Small amount of SiO_2 , MgO and Al_2O_3 components were also found in constitute of the samples.

Ultrasonic pulse velocity test was conducted in accordance with ISRM (1981). Samples are categorized into two groups as saturated surface dry (ssd) and oven dry (od). Matest C368 type Ultrasonic Pulse Velocity Tester with microprocessor was used for UPV measurement. Pulse generated by a source transducer was transmitted through the sample and was registered by a receiver transducer. The transmitter and receiver position applied in this test is shown in Figure 3. By using an epoxy between the transducers and the test sample, energy transmission between them was improved. After measurements, velocity of P-wave was calculated from the travel time measured and the distance between the transmitter and receiver. Water absorption test was also carried out according to ISRM (1981) by using the saturation method.

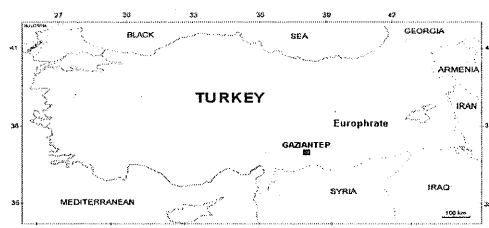


Figure 1. Location of Gaziantep

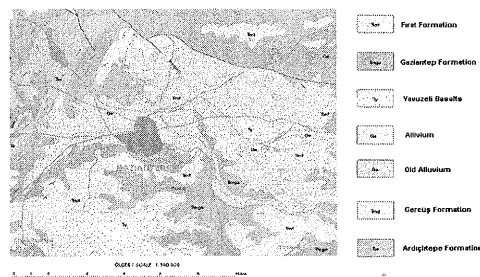


Figure 2. An overview of the geological map of Gaziantep City (General Directorate of Mineral Research and Exploration, (MTA) , 1994)

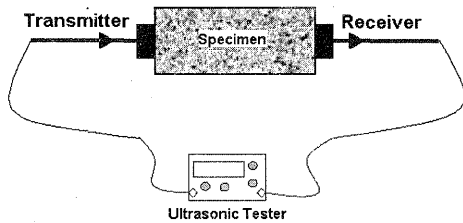


Figure 3. Position of transmitter and receiver on the specimen

4 TEST RESULTS AND ANALYSIS

The experiment results of UPV and w_{abs} are given in Table 2. Their basic statistics results indicate that UPV for saturated samples ranges from 1005 to 4596 m/s with an average value of 2033 m/s and that for dry ones have an average value of 2583 m/s, ranging from 1776 to 4624 m/s. Highest w_{abs} was 24%, while the lowest calculated as 2% with an average value of 15%.

Table 2. UPV and water absorption test results

	Minimum	Maximum	Avg.
UPV (saturated sample)(m/s)	1005	4596	2033
UPV (dry sample)(m/s)	1776	4624	2583
w_{abs} (%)	2	24	15

A regression analysis was performed with test results for getting correlations. Best fit curves and correlation coefficients were evaluated by the "least square curves fit method". The behavior was evaluated as the trends of linear, exponential and power modeling. The correlations obtained from the regression analyses were summarized in Table 3.

Table 3. Relationships between UPV and w_{abs} for both saturated and dry samples

Sample	Type of model	Equation	R^2
Saturated	Linear	$UPV = -137.02w_{abs} + 4125.9$	0.85
	Exponential	$UPV = 4831.2e^{-0.0609w_{abs}}$	0.85
	Power	$UPV = 9820.3w_{abs}^{-0.6225}$	0.79
Dry	Linear	$UPV = -109.32w_{abs} + 4264.8$	0.86
	Exponential	$UPV = 4518.6e^{-0.0382w_{abs}}$	0.84
	Power	$UPV = 6796w_{abs}^{-0.3801}$	0.82

As seen in Table 3, all correlations between UPV and w_{abs} have, in fact, high correlation coefficients ($R^2=0.79-0.86$). However, best fitted relations are to be linear and exponential models for saturated samples, and linear model for dry samples. The

statistical results of regression analyses were given in Table 4. The results of the statistical tests (f test and t test) revealed that all relationships were found to be statistically significant.

The fitting curves of regression models for saturated and dry samples are shown in Figure 4 and 5, respectively. In correlations, it is seen that, UPV decreases while w_{abs} increases. The residuals in UPV are also given with those fitting curves. Nearly all points in the residuals indicates a distribution between $\pm 1STD$ (STD: Standard Deviation), and positive residuals balance the negative ones. Therefore distribution of the residuals also brings up statistically significant relations.

The residuals were also checked by plotting the estimated UPV results versus measured UPV ones. This computation was performed for the best fitting relations of saturated and dry samples (Fig.6). The error in the estimated value is represented by the distance that each data point plots from the 1:1 diagonal line. A point lying on the line indicates an exact estimation. As it is shown in Figure 6, the estimated and the measured data points mostly fall closer to the 1:1 diagonal line. This figure with the other regression results implies that water absorption test is a reliable method to predict UPV of the studied limestone.

Table 4. Statistical evaluations of regression analyses

Dependent variable:UPV, Independent variable: w_{abs}										
Correlation Model	n	k	SSR	SSE	SST	R^2	F Statistics		T Statistics	
							Probability Level	t	Probability Level	
linear-saturated sample	67	1	35011996	6174356	41186352	0.85	369	0.0000	19	0.0000
exp-saturated sample	67	1	6.906634	1.220655	8.127289	0.85	368	0.0000	19	0.0000
power-saturated sample	67	1	1.218226	0.314676	1.532902	0.79	252	0.0000	16	0.0000
linear-dry sample	47	1	17530618	2967368	20497987	0.86	266	0.0000	16	0.0000
exp-dry sample	47	1	2.142166	0.401556	2.543722	0.84	240	0.0000	15	0.0000
power-dry sample	47	1	0.394866	0.084910	0.479776	0.82	209	0.0000	14	0.0000
Number of Observation (n)			Number of Parameters (k)							
Regression Sum Of Squares (SSR)			Error Sum Of Squares (SSE)			Total Sum Of Squares (SST)				
$R^2 = SSR/SST$			$f = (SSR/k)/(SSE/(n-k))$			$t = R \sqrt{n-2} / (1-R^2)^{1/2}$				

5 DISCUSSION

Correlations between UPV and w_{abs} were performed and relationships for empirical equations were derived as linear, exponential and power modellings (Table 3). Results of regression analyses showed very good correlations varying from 0.79 to 0.85. The best fitting correlations were obtained by linear and exponential models for saturated samples and by linear model for dry samples. These correlations are statistically significant according to f-test and t-test. Moreover, the error analyses in the equations indicated a residual distribution between $\pm 1STD$,

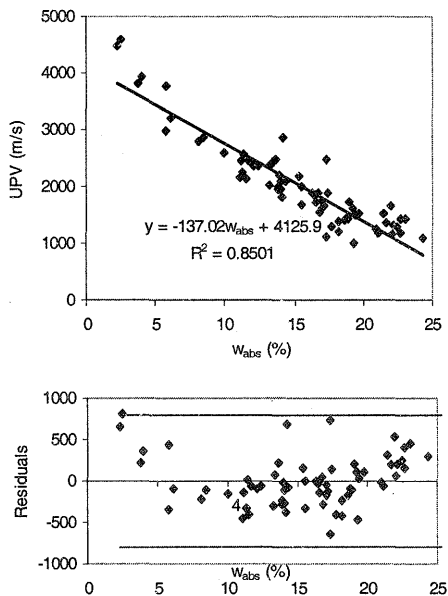


Figure 4a. Linear model of saturated sample

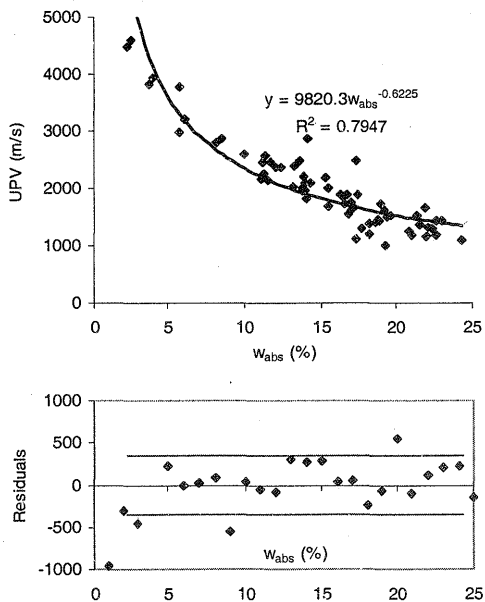


Figure 4c. Power model of saturated sample
Figure 4i. Variation and residuals of w_{abs} versus UPV for saturated samples

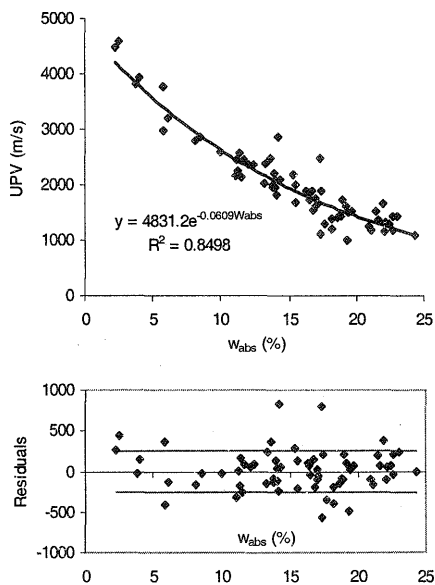


Figure 4b. Exponential model of saturated sample

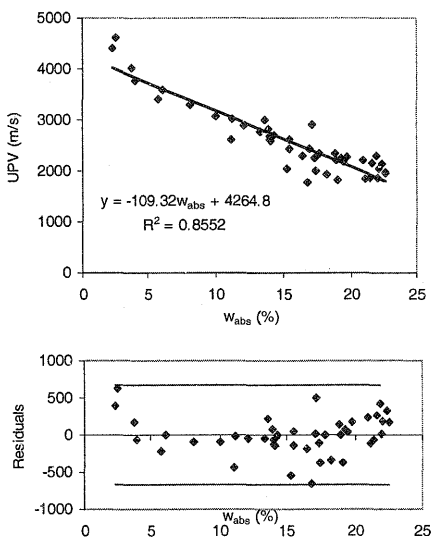


Figure 5a. Linear model of dry sample

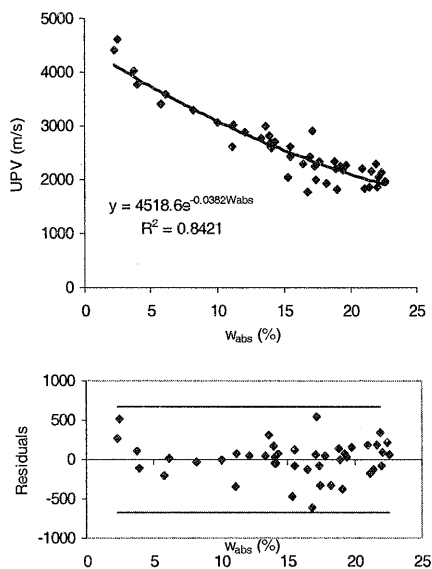


Figure 5b. Exponential model of dry sample

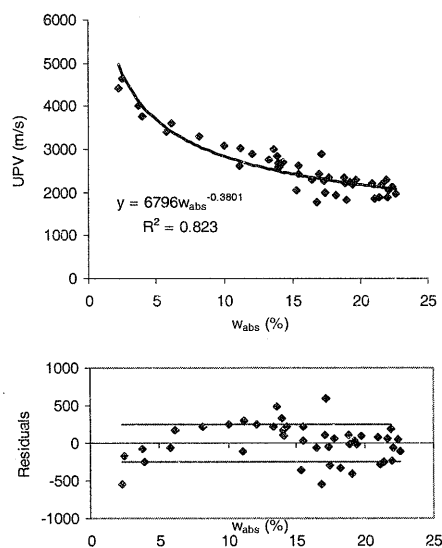


Figure 5c. Power model of dry sample Figure 5i
Variation and residuals of wabs versus
UPV for dry samples

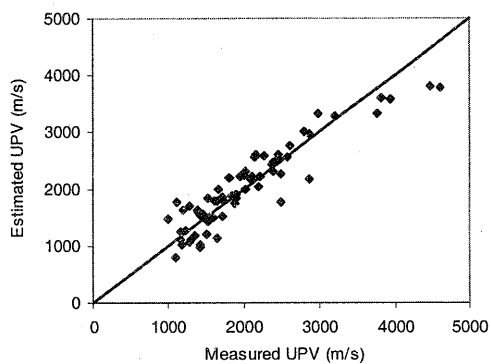


Figure 6a. Linear model of saturated sample

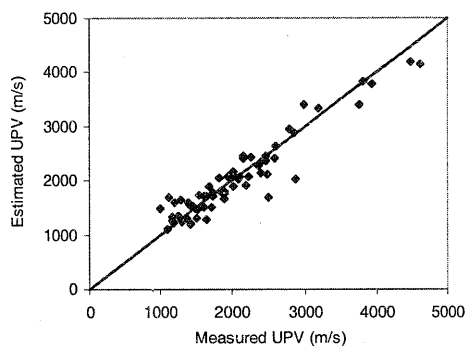


Figure 6b. Exponential model saturated sample

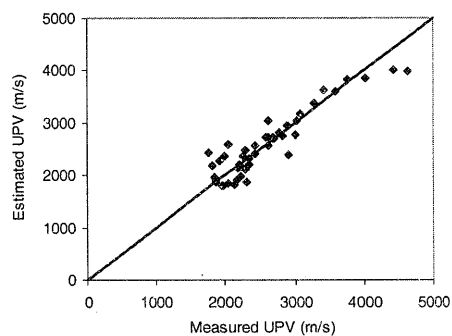


Figure 6. Linear model dry sample Figure 6i
Measured versus estimated UPV

and the estimated and the measured values nearly fall closer to each other. Therefore these relationships can be used to predict the ultrasonic pulse velocity from water absorption test for the limestone conducted in this study. By using the predicted UPV from this study, rock characteristics may be estimated from different empirical equations suggested in the literature.

6 CONCLUSION

It appears that there is a possibility to predict ultrasonic pulse velocity from water absorption for limestone. All empirical equations derived from correlations are proposed for this purpose. The best fitted ones are:

Saturated samples:

$$UPV = -137.02w_{abs} + 4125.9 \quad (R^2=0.85) \text{ or}$$

$$UPV = 4831.2e^{-0.0609w_{abs}} \quad (R^2=0.85)$$

Dry samples:

$$UPV = -109.32w_{abs} + 4264.8 \quad (R^2=0.86)$$

These equations should be applied with some acceptable accuracy. They are particularly useful for the preliminary stage of design or for the preliminary assessment of properties of limestones.

REFERENCES

- Assefa, S., McCann, C. and Sothcott, J. (2003). "Velocities of compressional and shear waves in limestones. *Geophysical Prospecting*, 51, 1-13.
- Bernal, M. T., Capporaletti, G., Rebollo M. A., Quintián, F. P., and Raffo C. A. (2000) Determination of rocks porosity by means of nondestructive techniques that use ultrasound generated by laser. *Proceedings on 15th World Conference on Non-Destructive Testing* 15-21 October, Rome.
- Birch, F. (1960). The velocity of compressional waves in rocks 10 kbars: Part 1. *J Geophys Res* 1960;65:83-1102.
- Birch, F. (1960). The velocity of compressional waves in rocks 10 kbars: Part 2. *J Geophys Res* 1961;66:2199-224.
- D'Andrea, D.V., Fischer, R.L. and Fogelson, D.E. (1965). Prediction of compressive strength from other rock properties. *US Bureau of Mines Report of Investigations*, 6702.
- Deere, D.U. and Miller R.P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. *Air Force Weapons Lab. Tech. Report, AFWL-TR 65-116*, Kirtland Base, New Mexico.
- Gaviglio, P. (1989). Longitudinal waves propagation in a limestone: the relationship between velocity and density. *Rock Mech Rock Eng*; 22:299-306.
- Han, D., Nur, A. and Morgan, F. D. (1986). "Effects of porosity and clay content on wave velocities in sandstones" *Geophysics* 52, 2093-2107
- Inoue M, Ohomi M. (1981) . Relation between uniaxial compressive strength and elastic wave velocity of soft rock. In: Akai K, Mayashi M, Nishimatsu Y, editors. *Proceedings of the International Symposium on Weak Rock, Tokyo*, , p.9-11.
- ISRM. (1981) . *Rock characterization and monitoring*" Ed. E.T. Brown, Pergamon Press.
- Kahraman, S. (2001) . Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 38, 981-994.
- Kahraman, S. (2001) . A correlation between P-wave velocity, number of joints and Schmidt hammer rebound number. Technical Note. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 38, Pages 729-733.
- Klimentos, T. and McCann, C. (1990). Relationships among compressional wave attenuation, porosity, clay content and permeability in sandstones. *Geophysics*. Vol.55, No.8, p.998-1014.
- Lama, R.D, Vutukuri, V.S. (1978). Handbook on mechanical properties of rocks. *Trans. Tech. Publications*, 2 edition.
- MTA (General Directorate of Mineral Research And Exploration). (1994) "*Geological Map of The Gaziantep-K24 Quadrangle*" Ankara, Turkey.
- Tuğrul, A. and Zarif, I.H. (1999). Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. *Engineering Geology* V.51, 303-317.
- Yaşar, E. and Erdoğan, Y. (2004). Correlating sound velocity with the density, compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. Technical note. *International Journal of Rock mechanics and Mining Sciences*, V.41, 871-875.
- Zarif, I.H. and Tugrul, A. (2003). Aggregate properties of Devonian limestones for use in concrete in Istanbul, Turkey" *Bull.Eng.Geol. Env.* V.62, 379-388.

Kayaçların aşınma indeks değerlerinin fiziko-mekanik özelliklerle olan etkileşimlerinin değerlendirilmesi

Analysis for relationship between wear attitudes and physical-mechanical properties of rocks

N. Şengün, Y. Umucu, R. Altındağ, V. Deniz, S. Çayırılı & B. Oğuz
SDÜ Müh. Mim. Fak. Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

ÖZET: Kayaçların aşınma davranışlarını irdeleyebilmek için Los Angeles aşınma indeksi, Böhme aşınma indeksi ve Bond öğütülebilirlik indeksi gibi çeşitli aşınma ve ufalama deneyleri yapılmıştır. Bu amaç doğrultusunda, ülkemizin değişik yörelerine ait 10 farklı kayaç örneği üzerinde aşındırma deneyleri ve fiziko-mekanik deneyler yapılmıştır. Kayaçların aşınma verileri ile diğer fiziko-mekanik özellikleri arasındaki ilişkiler istatistiksel olarak irdelenmiştir. Kayaçların aşınma mekanizmalarında, kayaçların fiziksel özellikleri arasında shore sertliği, schmidt sertliği ve sismik hız değerlerinin; mekanik özellikleri arasında ise basınç dayanımı ve nokta yük dayanım indeks değerlerinin en anlamlı ilişkileri verdiği görülmüştür.

ABSTRACT: In order to analyze the wear attitudes of rocks, some wear and breakage experiments were done such as Los Angeles wear index, Bohme wear index and Bond grind ability. For this purpose, wear experiments and physical-mechanical experiments were done on 10 different kinds of rocks obtained from different parts of our country. The relationships between wearing values of rocks and other physical and mechanical properties are analyzed. In the explanation of wear mechanisms of rocks, physical properties such as shore hardness, Schmidt hardness and seismic velocity values; and mechanical properties such as compressive strength and point load strength exhibit meaningful relationships.

1 GİRİŞ

Kayaçların mühendislik özelliklerinden birisi de aşınma özellikleridir. Birçok mühendislik yapılarında ve alt yapı çalışmalarında kullanılan kayaç veya agrega malzemelerinin aşınma değerleri, mühendislik hesaplamalarında önemli oranda göz önünde tutulmaktadır. Bu nedenle, kullanılan kaya malzemelerinin çeşitli aşınma indeks değerlerinin farklı aşınma mekanizmalarının olmaları ve bu aşınma indeks değerlerinin kayaçların fiziksel ve mekanik özelliklerle olan ilişkileri iyi bilinmelidir.

Birçok araştırmacı bu ilişkileri ortaya koymaya çalışmıştır. Şişman vd. (1990), Los Angeles aşınma indeksi ile sismik hız arasındaki ilişkiyi incelemiştir. Volkanik ve sedimanter kayaç örnekleri üzerinde yaptığı çalışmalar sonucunda bu kayaçların aşınma oranları %12 ile %40 arasında değiştiğini ve Los Angeles aşınma değeri ile boyuna sismik dalga hızı (Vp) arasında bir ilişkinin olduğunu tespit etmiştir.

Boyuna sismik dalga hızı arttıkça Los Angeles aşınma değerinin azaldığını belirlemiştir.

Deniz vd. (1996), farklı kömür numuneleri üzerinde öğütülebilirlik ile numunelerin nokta yük dayanım indeks değerleri arasında yakın bir ilişkinin olduğunu belirtmiş ($r = 0,94$), nokta yük değerinin arttıkça öğütülebilirlik azaldığını ortaya koymuştur.

Yapılan bu çalışmaların ışığında, mermer numunelerinin fiziko-mekanik özellikleri ile aşınma parametreleri arasındaki ilişkileri irdelemek amacıyla farklı bölgelerden temin edilen 10 değişik numune üzerinde fiziksel, mekanik ve aşınma testleri yapılmış, elde edilen sonuçlar çalışmada sunulmuştur.

2 NUMUNELERİN HAZIRLANMASI

Çalışma kapsamında Çizelge 1'de verilen ülkemizin değişik bölgelerinden temin edilen 10 farklı mermer türü kullanılmıştır. Bu mermer örneklerinden takip edilecek deney programı çerçevesinde, deney

numuneleri, SDÜ Müh.-Mim. Fakültesi, Maden Müh. Bölümü, Doğal Taşlar Teknolojisi Laboratuvarında, taş kesme makineleri ile hazırlanmıştır.

Çizelge 1. Çalışmada kullanılan kayaçlar

Numune Adı	Kayaç Tipi	Kayaç Sınıfı	Bulunduğu Yer
Muğla Mor	Mermer	Metamorfik	Muğla
Finike Limra	Traverten	Sedimanter	Antalya-Finike
Bucak Traverten	Traverten	Sedimanter	Burdur-Bucak
Burdur Kahve	Kireçtaşı	Sedimanter	Burdur
Konya Traverten	Traverten	Sedimanter	Konya
Bilecik Rozayla	Kireçtaşı	Sedimanter	Bilecik
Karaman Bej	Kireçtaşı	Sedimanter	Burdur-Karamanlı
Yeşilova Yeşil	Kireçtaşı	Sedimanter	Burdur-Yeşilova
Korkuteli Bej	Kireçtaşı	Sedimanter	Antalya-Korkuteli
Muğla Beyaz	Mermer	Metamorfik	Muğla

Mermerlerin, fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla, Türk Standartları Enstitüsü (TSE) ve Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM) standartlarında öngörülen numune boyutları kullanılmıştır (Çizelge 2).

Çizelge 2. Deneylerde kullanılan numunelerin boyutları

Deney Adı	Hazırlanan Numune Boyutları			Num. Miktarı
	Küp Numune cm	Dikdörtgen Prizma cm	Parça Num. g	
Birim Hacim	5			5
Ağırlık	5			5
Su Emme	5			5
Shore Sertliği	7			2
Sismik Hız	7			5
Basınç Dayanımı	7			5
Nokta Yük		3x5x7		5
Eğilme Dayanımı		5x10x20		5
Darbe Dayanımı	4			6
Schmidt Sertliği		10x10x20		1
Böhme	7,1			3
Los Angeles			5000	2
Öğütülebilirlik			1500	2

3 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Çizelge 2’de belirtilen, her numune için yaklaşık 40 adet prizmatik ve 13 kg parça numune üzerinde, fiziksel özelliklerden; birim hacim ağırlık, porozite, shore sertliği ve sismik hız deneyleri, mekanik özelliklerden; tek eksenli basınç dayanımı, nokta yük dayanımı, eğilme dayanımı, darbe dayanımı ve schmidt çekici, aşınma özelliklerinden de böhme

yüzey aşınma, Los Angeles aşınma ve Bond öğütülebilirlik deneyleri yapılmıştır.

3.1 Numunelerin Fiziksel Özellikleri

Çalışmada kullanılan numunelerin fiziksel özellikleri aşağıda anlatılan prensipler çerçevesinde yapılmış ve deneylerden elde edilen sonuçların aritmetik ortalamaları Çizelge 3’de verilmiştir.

Birim Hacim Ağırlık Deneyi; Kayaçların birim hacim ağırlık değerlerini belirlemek için boyutları 50 mm olan düzgün kübik şekilli 5 adet deney numunesi kullanılmıştır. Suyu doygun hale getirilen numuneler, yüzeyleri kuru olarak 0,01 gr hassasiyetle önce havada, sonra su içinde tartılmıştır. Aynı numuneler etüvde kurutularak kuru ağırlıkları belirlenmiştir. Numunenin, doygun havada ağırlığı ile su içindeki ağırlık farkından numunenin hacmi belirlenmiştir.

Su Emme Deneyi; Bir kayada su emmenin az veya çok oluşu, kayacın diğer fiziksel, mekanik ve aşınma özelliklerini etkilemektedir. Kayaçlarda su emme miktarının hesabı, ağırlıkça ve hacimce yapılmaktadır. Numunelerin ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerini belirlemek için TS 699’da belirtilen prensiplere göre deneyleri 5’er adet numune üzerinde yapılmış ve sonuçların ortalamaları Çizelge 3’te verilmiştir.

Shore Sertliği Deneyi; Shore sertliği ölçümü için çeşitli araştırmacılar tarafından farklı deney numune boyutları önerilmektedir. Misra (1972) 25 mm çaplı ve 5 cm uzunluğunda silindirik numunelerde, Rabia ve Brook (1979) 40 cm³ hacminde, ISRM (1981) ise 10 cm² alanında ve 1 cm kalınlığında numuneler üzerinde Shore sertliği ölçümünü önermişlerdir. Altındağ (2002) ise 54,75 mm çaplı karotlar üzerinde yaptığı Shore sertliği ölçümlerinde, Shore sertliği değerlerinin numune hacminin 80 cm³’ten yukarı numunelerde değişmediğini belirlemiş ve minimum numune hacminin 80 cm³ olması gerektiğini önermiştir. Numune boyutunun 80 cm³ olması gerektiği ISRM tarafından da önerilmiştir (Altındağ ve Güney, 2006). Shore sertliği ölçümlerinde C-2 tipi Shore Scleroscope kullanılmıştır. Her mermer türü için en az 20 okuma yapılmış ve shore sertlik değerlerinin aritmetik ortalamaları Çizelge 3’de verilmiştir.

Sismik Hız Deneyi; P-dalga hızı kaya malzemelerinin elastiklik ve çatlaklılığının bir ölçüsüdür. Numunelerin P-dalga hızları ISRM (1981) standardına göre belirlenmiştir. P-dalga hızı ölçümleri düzgün kübik şeklinde 70 mm kenar uzunluğuna sahip ve bir kaya türü için 5 numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde 54 kHz frekansa ayarlanabilen PUNDIT marka ölçüm cihazı kullanılmıştır. Ölçümlerde P-dalgası geçiş zamanı

belirlenip, numunelerin boyuna bölünerek sismik hızları belirlenmiştir.

Çizelge 3. Numunelerin fiziksel özellikleri

Numune Adı	Birim Hacim Ağırlık gr/cm ³	Ag. Su Emme %	Hac. Su Emme %	Shore Sertliği (SH)	Sismik Hız (V _p) m/sn
Muğla Mor	2,70	0,16	0,42	42,2	6252
Finike Limra	2,43	3,03	7,36	33,0	4618
Bucak Traverten	2,38	1,52	3,61	42,2	4201
Burdur Kahve	2,69	0,15	0,41	64,6	6005
Konya Traverten	2,52	1,62	4,08	45,6	5383
Bilecik Rozalya	2,67	0,34	0,92	59,8	6033
Karaman Bej	2,71	0,12	0,32	62,4	6189
Yeşilova Yeşil	2,68	0,37	0,98	56,7	6000
Korkuteli Bej	2,72	0,33	0,89	63,9	6043
Muğla Beyaz	2,69	0,16	0,44	43,8	5487

3.2 Numunelerin Mekanik Özellikleri

Basınç Dayanımı Deneyi; Basınç dayanım deneyi yapılacak mermerler TS 699'da belirtildiği gibi mermer kesme makinesi ile kesilmek suretiyle her mermer türünden 5 adet deney numunesi kenar uzunluğu 70 mm küp olacak şekilde hazırlanmıştır. 5 adet numune üzerinde deneyler yapılmış olup hesaplanan basınç dayanım değerlerinin aritmetik ortalamaları hesaplanarak Çizelge 4'te verilmiştir.

Çizelge 4. Numunelerin mekanik özellikleri

Numune Adı	Nokta Basınç Day. (σ _c) kg/cm ²	Yük Day. (I _{s(50)}) kg/cm ²	Eğilme Day. (σ _{eg}) kg/cm ²	Darbe Day. (σ _d) kg/cm ²	Schmidt Çekici Değeri
Muğla Mor	462,1	38,56	124,3	13,0	45,2
Finike Limra	517,1	31,31	118,4	2,0	44,0
Bucak Traverten	433,5	26,72	110,0	2,0	37,9
Burdur Kahve	1409,6	46,31	176,5	3,3	60,3
Konya Traverten	576,3	53,04	116,6	2,0	47,9
Bilecik Rozayla	1028,2	52,22	173,9	2,0	60,2
Karaman Bej	1226,0	63,24	150,1	4,0	62,8
Yeşilova Yeşil	1015,9	55,90	122,2	14,7	62,3
Korkuteli Bej	1327,0	59,77	176,9	12,7	58,3
Muğla Beyaz	709,9	37,74	98,0	18,0	48,8

Nokta Yük Deneyi; Nokta yük dayanım indeksi deneyi, normal preslerde belirlenen tek eksenli basınç dayanım deneyine kıyasla daha basit, pratik ve ekonomik olması nedeniyle kaya mekaniğinde basınç dayanımını kestirmek amacıyla kullanılmaktadır. Bu deneyde malzemeye noktasal

yüklemeye yapılmaktadır. Nokta yük indeks değerleri çapsal, eksenel ve blok numuneler üzerinde belirlenebilmektedir. Çalışma kapsamında her kayaç türünden 5 adet blok numune hazırlanmış ve düzeltilmiş nokta yük dayanım indeksi değerlerinin ortalamaları Çizelge 4'te sunulmuştur.

Eğilme Dayanım Deneyi; Mermerlerin eğilme dayanımları kullanım yerleri açısından belirleyici olmaktadır. TS 10449'da mermerlerin kullanım yerine göre sahip olması gereken en düşük eğilme dayanım değerleri belirtilmiştir. Bu sebeple çalışmada kullanılan mermerlerin eğilme dayanım değerleri belirlenmiştir. Deney numuneleri TS 699'da açıklandığı gibi mermer kesme makinesi ile kesilmek suretiyle 50 mm x 100 mm x 200 mm boyutlarında hazırlanmıştır. Her mermer türü için 5 adet numune kullanılmış ve eğilme dayanımları hesaplanarak ortalama değerleri Çizelge 4'te verilmiştir.

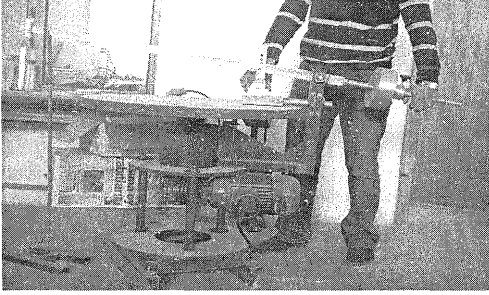
Darbe Dayanımı Deneyi; Mermerlerin mekanik özelliklerinden darbe dayanımı değerini belirleyebilmek için 6'şar adet deney numuneleri mermer kesme makinesi ile kesilmek suretiyle kenarları 40 mm olan küp şeklinde hazırlanmıştır. Deney, şahmerdan tokmağının artarda ve deney numunesinin kırıldığı, çatladığı varsayılan kadar serbestçe düşürülmesi suretiyle yapılmaktadır. Tokmağın düşürüleceği ilk yükseklik numune hacminin 0,04 ile çarpılması ile belirlenmiş ve ilk darbeden sonra takip eden her darbedeki düşme yüksekliği bir önceki yüksekliğin, ilk düşme yüksekliği kadar artırılması suretiyle ayarlanmıştır. Deney numunesi kırılıncaya kadar bu işleme devam edilmiş ve darbe sayısı belirlenmiştir. Kayaçların darbe dayanım değeri, darbe sayısının bir eksiği ile çarpılması ile belirlenmiş ve sonuçların ortalamaları Çizelge 4'te verilmiştir.

Schmidt Çekici Deneyi; Kaya numunelerinin Schmidt sertliklerinin ölçümünde ISRM (1981) tarafından önerilen standarttaki prosedürler takip edilmiştir. Deneylerde N-tipi Schmidt çekici kullanılmıştır. Deney numuneleri küp şeklinde olup kenar uzunlukları 70 mm dir. Bir kaya numunesi üzerinde 20 darbe ile ölçüm alınmış olup her bir ölçümde darbenin numune üzerindeki yeri en azından darbe pistonu ucunun çapı kadar değiştirilmiştir. Ölçülen 20 değerden en yüksek 10 değer aritmetik ortalaması alınarak ortalama değer belirlenmiş olup, ölçümler her kaya türünden 3 numune üzerinde gerçekleştirilmiştir.

3.3 Numunelerin Aşınma Özellikleri

Böhme Yüzey Aşınma Deneyi; Mermerlerin kullanım yerlerinin tespitinde en önemli ayırt edici özelliklerden birisi aşınma özelliğidir. Mermerin aşınma kaybı değerini belirlemek için böhme metodu kullanılmaktadır.

Çalışmada kullanılan mermerlerin yüzey aşındırma deneyi için, kenar uzunlukları 71 mm olan küp biçiminde mermerler hazırlanıp Şekil 1'de gösterilen böhme cihazında aşındırma deneyleri yapılmıştır. Deney, numunelerin ilk hacimleri belirlendikten sonra böhme cihazında her bir numuneye, bir periyotta 22 devir olmak üzere, 20 aşındırma periyodu uygulanmıştır. Deney numunesi, her periyotta düşey eksenli etrafında 90° çevrilmiş ve sürtünme şeridi üzerine her defasında yaklaşık 20 gr kadar yeni aşındırıcı toz serpilmiştir. Deney numunelerinin deneyden sonraki hacimleri de belirlendikten sonra hacim azalması eşitlik 1 kullanılarak hesaplanmıştır.



Şekil 1. Böhme yüzey aşınma cihazı

Deneyde her mermer türü için 3 adet numune kullanılmış ve sonuçların aritmetik ortalama değerleri Çizelge 5'te verilmiştir.

Çizelge 5. Numunelerin aşınma özellikleri

Numune Adı	Böhme Aşınma Kaybı cm ³ /cm ²	Los Angeles K ₅₀₀	Öğütülebilirlik (G) g/devir
Muğla Mor	24,60	53,73	2,55
Finike Limra	38,36	39,95	3,28
Bucak Traverten	31,98	36,88	2,73
Burdur Kahve	14,99	24,41	1,54
Konya Traverten	25,58	31,69	2,49
Bilecik Rozalya	16,72	29,09	1,39
Karaman Bej	16,45	24,60	1,26
Yeşilova Yeşil	16,87	22,67	1,23
Korkuteli Bej	13,63	23,09	1,09
Muğla Beyaz	28,26	47,43	2,52

$$\Delta V = \left(\frac{V_0 - V_1}{A} \right) * 50 \quad (1)$$

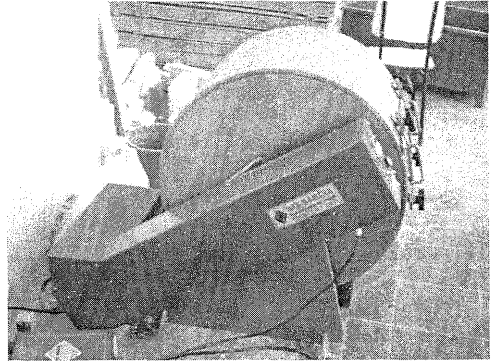
ΔV = Numunenin böhme yüzey aşınma kaybı değeri, (cm³/50 cm²)

V_0 = Numunenin deneyden önceki hacmi, (cm³)

V_1 = Numunenin deneyden sonraki hacmi, (cm³)

A = Numunenin aşınma uygulanan yüzeyinin alanı, (cm²)

Los Angeles Aşınma Deneyi; Darbeli aşınma deneyi olarak ta bilinen deney, kayaç tanelerinin aşınmaya karşı direncinin ölçülmesini kapsamaktadır. Kullanılan aşındırma şarjı ve test numunesinin boyut ve miktarları TS 699'da belirtilen çizelge yardımı ile belirlenmektedir. Deneyde kullanılan cihaz iki tarafı kapalı, eksenli etrafında dönebilen, iç çapı 710 mm, boyu 508 mm olan bir çelik silindirden oluşmaktadır (Şekil 2). Silindir içinde belirli ağırlıkta ve sayıda çelik bilyeler mevcuttur. Deney, 500 devir sonunda silindirden çıkarılan numune 1,6 mm'lik kare gözlü elekten elendikten sonra, alta geçen miktarın %'si hesaplanır (Eşitlik 2). Bu değer, deney sonrasındaki kayıp yüzdesini ifade eder. 500 dönme sonunda %50'den az kayıp varsa agreganın yeterli dayanıma sahip olduğu kabul edilmektedir.



Şekil 2. Los Angeles aşınma deney cihazı

Deneyde her kayaç türü için 2 grup A sınıfı numuneler hazırlanmış olup sonuçların ortalamaları Çizelge 5'te verilmiştir.

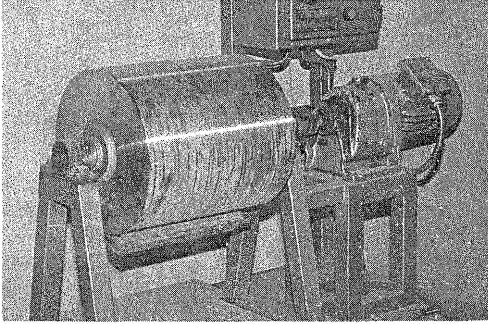
$$K_{500} = \frac{G_0 - G_{500}}{G_0} * 100 \quad (2)$$

K_{500} = 500 devir sonundaki aşınma kaybı, (%)

G_0 = Deney numunesinin deneyden önceki toplam ağırlığı, (g)

G_{500} = Deney numunesinin 500 devir sonunda göz açıklığı 1,6 mm olan elek üzerinde kalan kısmının ağırlığı, (g)

Bond Öğütülebilirlik Deneyi; Standart Bond Öğütülebilirlik testi, standart bir bilyalı değirmende (Şekil 3), kapalı devre kuru öğütme yapılan bir işlemdir ve eleme işlemi sabit bir durum elde edilene kadar devam etmektedir. Bu test, Bond & Maxson (1943) tarafından önerilmiş ve çeşitli araştırmacılar tarafından (Yap vd. 1982, Austin & Brame 1983, Magdalinovic 1989) kullanılmıştır. Öğütülebilirlik deneyi, SDÜ Müh.-Mim. Fakültesi, Maden Müh. Bölümü, Cevher Hazırlama Laboratuvarında yapılmıştır.



Şekil 3. Standart Bond değirmeni

Testte kullanılacak malzeme titreşimli bir masa kullanılarak 700 cc sıkı paket haline getirilmektedir. Bu, öğütme testi için kullanılan malzemenin hacimsel ağırlıdır. Birinci periyot değirmen dönüş sayısı 80-100 arasında seçilmektedir. Her bir öğütme periyodunun sonunda değirmen içerisindeki ürün boşaltılarak sınaama boyutu (Pi) olan elekten elenmektedir. Elek üstünde kalan malzeme ikinci periyot için değirmene geri beslenmekte ve elek altı malzeme kadar da 700 cc'lik sıkı paketin elek

analizine göre taze besleme ilave edilmektedir. Daha sonra elek altı miktarına göre % 250 devreden yük ile cevherin öğütülebilirliği ile bir sonraki periyotta değirmenin dönüş sayısı hesaplanmaktadır. Bu işlem, öğütülebilirlik değeri sabitleninceye kadar devam ettirilmektedir. Denge durumuna geldikten sonra, son üç periyodun öğütülebilirliklerinin ortalaması alınmaktadır. Çalışmada kullanılan her bir kayaç türü için 2 grup numune hazırlanmış ve öğütülebilirlik değerleri, denge durumunda sınaama boyutunun altına öğütülmüş numune miktarının devir sayısına bölünmesiyle bulunmuştur (Eşitlik 3). Sonuçların aritmetik ortalamaları hesaplanmış Çizelge 5'te verilmiştir.

$$G = \frac{P}{n} \quad (3)$$

G = Numunenin öğütülebilirlik değeri (g/devir)

P = Öğütülen net ürün miktarı, (g)

n = Devir sayısı,

4 DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Kayaçların fiziksel, mekanik ve aşınma özellikleri arasındaki ilişkileri daha yakından görmek için elde edilen veriler istatistik programı SPSS paket programı kullanılarak parametreler arasında korelasyon matrisi oluşturulmuştur (Çizelge 6).

Matrisin üst bölümünde korelasyon değerleri verilmiş, alt bölümünde değerlendirme yapılmıştır. Değerlendirmede korelasyon değeri 0,90 üzeri çok yüksek ilişki, 0,90-0,80 arası yüksek ilişki, 0,80-0,70 arası orta ilişki ve 0,70-0,60 arası ise düşük ilişki olarak adlandırılmıştır. Korelasyon değeri 0,60'ın altında olanlar değerlendirmeye katılmamıştır.

Çizelge 6. Numunelerin fiziko-mekanik özellikleri ile aşınma özellikleri arasındaki ilişki matrisi

	BHA	ASE	HSE	Shore	Vp	σ_c	$Is_{(50)}$	σ_{eg}	σ_d	Schmidt	Böhme	K_{500}	G
BHA	1	-0.884	-0.877	0.693	0.948	0.678	0.666	0.504	0.569	0.758	-0.802	-0.211	-0.732
ASE		1	1	-0.706	-0.807	-0.586	-0.519	-0.415	-0.516	-0.620	0.797	0.179	0.721
HSE			1	-0.701	-0.796	-0.581	-0.505	-0.410	-0.515	-0.610	0.789	0.171	0.715
Shore				1	0.701	0.945	0.800	0.826	0.025	0.894	-0.962	-0.789	-0.964
Vp					1	0.644	0.750	0.570	0.388	0.779	-0.836	-0.273	-0.742
σ_c						1	0.739	0.827	0.050	0.904	-0.868	-0.784	-0.891
$Is_{(50)}$							1	0.580	0.095	0.859	-0.838	-0.718	-0.854
σ_{eg}								1	-0.249	0.700	-0.768	-0.637	-0.738
σ_d									1	0.122	-0.179	0.278	-0.169
Schmidt										1	-0.884	-0.746	-0.921
Böhme											1	0.677	0.965
K_{500}												1	0.774
G													1

Çok yüksek ilişki

Yüksek ilişki

Orta ilişki

Düşük ilişki

Kayaçların aşınma değerlerini, deney yapmadan belirleyebilmek için, fiziksel özelliklerden en yüksek korelasyonu veren shore sertlik değerini eşitlik 4-6'da verilen formüllerde yerine koyarak bulabiliriz. Bu formüllerde sırasıyla 0,96, 0,79 ve 0,96 korelasyon değerleri tespit edilmiştir.

Böhme yüzey aşınma için;

$$Böhme = -0,7091 * SH + 59,205 \quad (4)$$

Los Angeles aşınma için;

$$K_{500} = -0,7601 * SH + 72,44 \quad (5)$$

Öğütülebilirlik için;

$$G = -0,0669 * SH + 5,449 \quad (6)$$

Kayaçların aşınma değerlerini mekanik özelliklerden belirlenmek istenirse de kayacın nokta yük dayanım indeksini kullanarak eşitlik 7-9'da verilen formüller kullanılabilir. Bu formüller deneylerden elde edilen veriler kullanılarak bulunmuştur. Formüllerde sırasıyla 0,84, 0,72 ve 0,85 korelasyon değerleri tespit edilmiştir.

Böhme yüzey aşınma için;

$$Böhme = -0,5636 * Is_{(50)} + 48,942 \quad (7)$$

Los Angeles aşınma için;

$$K_{500} = -0,6308 * Is_{(50)} + 62,675 \quad (8)$$

Öğütülebilirlik için;

$$G = -0,0541 * Is_{(50)} + 4,5205 \quad (9)$$

5 SONUÇLAR

Kayaçların aşınma indeks değerlerinin, fiziko-mekanik özellikleri ile ilişkisinin incelenmesi amacıyla bir dizi deneyler yapılmıştır. Bu deneyler sonucunda deney verilerini kullanarak ilişki matrisi oluşturulmuştur. Kayaçların aşınma indeksleri ile fiziko-mekanik özelliklerini kıyasladığımızda en etken parametrenin sertlik olduğu görülmektedir. Kayaçların aşınma mekanizmalarında, fiziksel özelliklerden shore sertliği ile en anlamlı ilişkiyi verdiği, mekanik özelliklerden ise nokta yük dayanım indeksinin en anlamlı ilişki verdiği görülmüştür. Ayrıca, sismik hız ve birim hacim ağırlık ile de ilişkili olduğu anlaşılmaktadır. Mekanik özelliklerden ise schmidt çekici değeri, basınç dayanımı ve eğilme dayanımı da etkili olduğu görülmektedir.

KAYNAKLAR

- Altundağ R., 2002., "Effects of Specimen Volume and Temperature on Measurements of Shore Hardness", Technical Note, Rock Mech. Rock Eng; Vol.35 (2) p.109-13
- Altundağ, R., Güney, A., 2006., "ISRM Suggested Method for Determining The Shore Hardness Value", Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., Vol.43, p.19-22
- Austin, L.G., Brame, K., 1983., "A Comparision of The Bond Method for Sizing Wet Tumbling Mills with a Size-Mass Balance Simulation Method", Powder Technology, Vol.34, p.261-274
- Bond, F.C., Maxson, W.L., 1943., "Standard Grandability Tests and Calculations". Trans. SME-AIME. Vol.153, p.362-372
- Deniz, V., Balta, G., Yamık, A., 1996., "The Interrelationships Between Bond Grindability of Coals Impact Strength Index, Point Load Index and Friability Index". Proceedings of the 6th International Mineral Processing Symposium, Kuşadası, p.15-19
- ISRM, 1981., "ISRM Suggested Methods. Rock Characterization Testing and Monitoring", Oxford, Pergamon Press.
- Magdalinovic, N., 1989., "A Procedure for Rapid Determination of The Bond Work Index" Int. Journal of Mineral Processing. Vol.27. p.125-132
- Misra, B., 1972., "Correlation of Rock Properties with Machine Performance" PhD thesis, University of Leeds,
- Rabia, H., Brook N., 1979., "The Shore Hardness of Rock", Technical Note, Int J Rock Mech Min Sci Geomech. Abstr, Vol.16. p.335-6
- Şişman, H., Altuntaş, M., Öztürk, İ., 1990., "Kaya Mekanğinde Sismik Dalga Hızları ile Bazı kayak Parametreleri Arasındaki ilişkiler", 2. Ulusal Kaya Mekanığı Sempozyumu, Ankara
- TS 10449, 1992., "Mermer-Kalsiyum Karbonat Esaslı-Yapı ve Kaplama Taşı Olarak Kullanılan"
- TS 699, 1987., "Tabii Yapı Taşları-Muayene ve Deney Metotları"
- Yap, R.F., Sepulude, J.L., Jauregui, R., 1982., "Determination of The Bond Work Index Using and Ordinary Laboratory Batch Ball Mill, Design and Installation of Comminution Circuits", Soc. Min. Eng. AIME, USA, p.176-203

Ayrışmanın andezit ve trakiandezitlerin (Isparta) mühendislik özelliklerine etkisi

Effects of the weathering process on the engineering properties of the andesites and trachyandesites

M.Özçelik & A. Yalçın

Süleyman Demirel Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 32260 Isparta

M. Davraz

Isparta Belediyesi

ÖZET : Ayrışma yeryüzünde ve yaygın derinliklerde fiziksel, kimyasal ve biyolojik olaylarla kayalarda kimyasal bozulma ve parçalanma işlemidir. Kayaçlar ayrışma süresince esas olarak mühendislik özelliklerini etkileyen yapısal, dokusal ve mineralojik değişimlere uğrar. Ayrışma, kayaçların ana minerallerini kimyasal ayrışmaya uğratarak onlarda yeni mineraller oluşturmakta, yapılarını değiştirmekte; boşluk oranı ve porozitelerini arttırmakta, birim hacim ağırlıklarını ve dayanımlarını azaltmaktadır.

Bu çalışmada, çalışma alanından alınan andezit ve trakiandezit örneklerinin makroskobik tanımlaması yapılmıştır. Ayrıca laboratuvarda , kayaçların ayrışmaya bağlı petrografik ve kimyasal analiz değerleri, tek eksenli basınç ve nokta yükleme dayanım değerleri belirlenerek andezit ve trakiandezitlerin özellikleri ve yapıtaşı olarak kullanılabilirlikleri tespit edilmiştir.

ABSTRACT: Weathering is the process of the physical disintegration and chemical decomposition of rocks near earth's surface by physical, chemical and biological means. During weathering, rock undergo structural, textural and mineralogical changes which basically affect their engineering properties. Weathering forms new minerals by chemical alteration of the primary minerals in rocks and changes their structures, increases void ratio and porosity and decreases the unit weight and strength of the rocks.

In this study, weathering degrees of the andesite and trachyandesite samples taken from the investigation area are identified in macroscopic level. In addition; at the laboratory, petrographical modal analysis, chemical analysis, uniaxial compressive strenght and point load strenght tests are carried out on the samples depending on weathering grades and their useability as building stone is identified.

1 GİRİŞ

Günümüzde gelişen teknoloji ve inşaat sektöründeki yeni bir takım yapı malzemelerinin yanında doğal yapı malzemesi (taş,mermer) kullanımında hızla artmaktadır. Tarihi dönemlerden bu yana insanlar eserlerinde doğal malzemeleri bolca kullanmışlardır. İlk zamanlarda insanlar en yakın alandaki kayaçları en iyi şekilde değerlendirmişlerdir. Çoğunlukla yapıtaşı olarak kullandıkları malzemenin bol miktarda bulunması ve kolay işlenebilirliği esasa almışlardır. Günümüzde de bu alışkanlık devam etmekte ve birimlerin çoğu bazı özellikleri bilinmeden kullanılmaktadır.

Bu çalışmada Isparta ili güneyinde, farklı yerlerde gözlenen Gölcük volkanitlerine ait andezit trakiandezit bileşimindeki bölgede yapıtaşı olarak

kullanılan kayaçlar incelenmiştir. Bu amaçla volkanitlerin bazı fiziksel ve mekaniksel özellikleri yapılan laboratuvar deneyleri sonucu belirlenmiştir.Yapılan deneyler sonucu bulunan değerler TSE kriterlerine göre değerlendirilerek kullanım alanları belirlenmiştir.

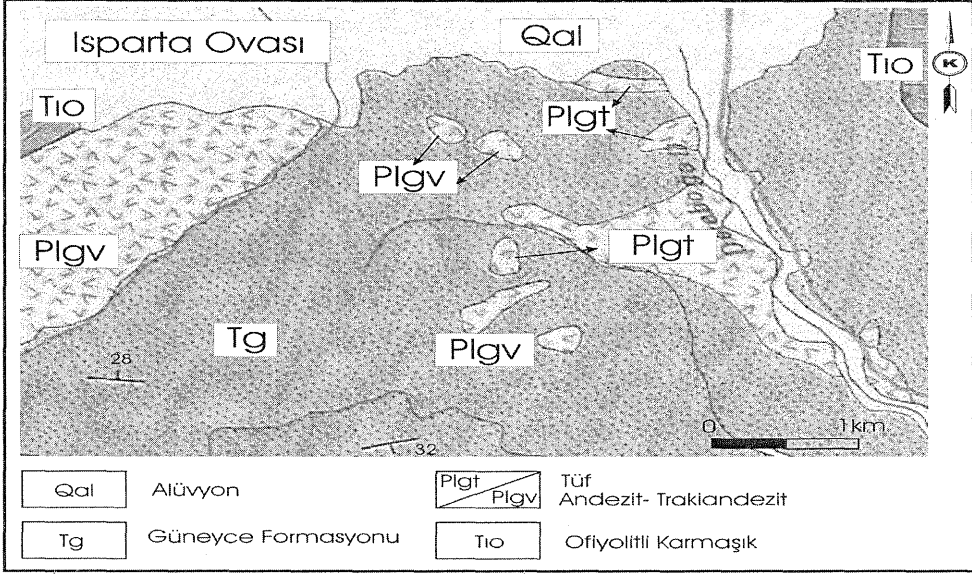
2 GENEL JEOLOJİ

Gölcük volkanitlerinin bulunduğu alanda otokton ve allokton konumlu farklı yaş ve litolojilerde birimler gözlenmektedir. Otokton birimler genellikle genç çökeller ve volkanitlerden oluşmaktadır. En altta; çakıltı, kumtaşı, killi kireçtaşı (marn) aralanmasından oluşan Alt Miyosen yaşlı Güneyce formasyonu gözlenir. Güneyce formasyonuna ait

kumtaşları ince-orta katmanlıdır. Gri-boz renkli olan kumtaşlarının ayrılmış görünümü kirli sarı renktedir. Killi kireçtaşları açık gri renkli, ince-orta katmanlıdır. Üst seviyelere doğru gözlenen çakıltaşları boz kahve renkli olup ince orta katmanlanmalıdır. Güneyce formasyonunu üzerine, trakit, traki-andezit, andezit, tuf ve tüfitlerden oluşan Gölcük volkanitleri uyumsuz (konkardansız) olarak gelir.

Volkanitler genellikle piroklastik tüflerden oluşmaktadır. Beyaz, bej, kirli sarı renkli tüfler yer yer pomzalaşmıştır. Trakit, trakiandezit ve andezit bileşimindeki lavların görünüşleri grimsi-

kahverengimsi, taze yüzeyleri açık ve koyu gri yer yer pembemsi renklidir. Gölcük Krater Gölü çevresinde daha genç oluşuklar üzerinde ve onlarla ardalanmalı olarak gözlenirler. Gölcük volkanitlerinin bölgedeki stratigrafik konumu ve eski araştırmacıların verileri değerlendirilerek pliyosen yaşlı oldukları kabul edilmiştir. İnceleme alanında gözlenen Pliyo-Kuvaterner yaşlı alüvyonlar Dereboğazı Dere yatağında ve kuzeyindeki Isparta ovasında yüzeylenir. Yamaç molozları ise yükseltilerin eteğinde görülür (Şekil 1).



Şekil 1. İnceleme alanı ve civarının jeoloji haritası (Şenel, 1997'den değiştirilerek)

Allokon birimleri ise Isparta ofiyolitli karmaşık oluşturmaktadır. Karmaşık bazik-ultra bazik ve çökel kayaların tektonizma etkisiyle karışmasından oluşmuştur. İçerisinde farklı yaşta ve değişik boyutlarda bloklar bulunmaktadır. Oluşum yaşı bilinmemekle beraber bölgeye ilk olarak Üst Paleosen -Alt Eosen'de geldiği tahmin edilen karmaşık Güneyce formasyonu üzerinde tektonik konumlu olarak gözlenir (Şekil 1).

3 ANDEZİT, TRAKİ-ANDEZİTLERİN KONUMU VE TANIMI

Andezit, traki-andezit ve trakit bileşimli volkanitler Isparta ili güneyinde, Gölcük Krater gölü ve civarı başta olmak üzere farklı yerlerde büyüklü, küçüklü mostralar şeklinde gözlenirler. Andezit, traki-andezit

ve trakit bileşimindeki volkanitler sert ve dayanımlıdır. Dış görünüşleri grimsi-kahverengimsi, taze yüzeyleri ise gri, siyahımsı ve yer yer açık pembemsi renklerdedir (Foto 1-2). Gölcük volkanizmasına bağlı olarak farklı evrelerde gelişmişlerdir. Ayrıca başta trakit ve traki-andezitler olmak üzere bölgede genç faylar boyunca yüzeye çıkarak küçük mostralar halinde gözlenirler. Mikrokristalin hamur içerisinde sanidin kristalleri gözlenmektedir.

Alınan örneklerden yapılan ince kesitlerin petrografik incelemesi sonucu; mikrolitik bir porfir özelliği gösteren kayaç içerisinde sanidin, plajioloklas, amfibol (hornblend), proksen mineralleri gözlenmektedir.

Kayacı oluşturan mineral kristalleri genelde öz şekilli ve yarı öz şekilli olup altere olmuşlardır. Alterasyon kenardan içe doğru gelişmiştir. Genelde

hidrotermal alterasyondan etkilenmiş olan kayacın silisleşme ve killeşmeler gözlenmektedir.

Isparta ili ve civarındaki yerleşim birimlerinde yapılan gözlemlerde birçok alanda andezitlerin yapıtaşı olarak kullanıldığı görülmüştür.(Foto 3). Son zamanlarda andezit ve traki andezitler kesilerek kaplama taşı (mermer) olarak kullanılmaktadır (Foto 4).

4 FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLER

Andezitlerin fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla laboratuvarda bazı deneyler yapılmıştır. Deneyler TS 699 ve TS 10835'e uygun

olarak yapılmıştır. Deneyler yapılırken andezit, traki-andezitler ayrılmış ve sağlam olarak iki gruba ayrılarak değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar SI birimlerine dönüştürülmüştür.

Fiziksel Büyüklükler

Kuru birim hacim ağırlık, özgül ağırlık, su emme (ağırlıkça ve hacimce), porozite (görünür ve gözeneklilik), kompozite deneylerinin sonuçları Tablo 1'de özet olarak verilmiştir. Andezit ve traki-andezitlerin su emme değerleri özellikle ayrılmamış olduklarında fazla değildir. Ayrışma ile birlikte gözeneklilik artmakta, kompozite azalmaktadır.

Tablo 1. Andezit ve traki-andezitlerin fiziksel özellikleri

	Andezit, Traki-andezit	
	Sağlam	Ayrılmış
Kuru Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	24.7	23.8
Tane Birim Hacim Ağırlık (N/m ³)	2.63x10 ⁻⁴	2.47x10 ⁻⁴
Su Emme (ağırlıkça) %	0.98	5.33
Su Emme (hacimce) %	2.35	10.84
Porozite (Gözeneklilik) %	4.23	5.06
Porozite (Görünür) %	2.35	10.84
Kompozite %	95.73	94.94

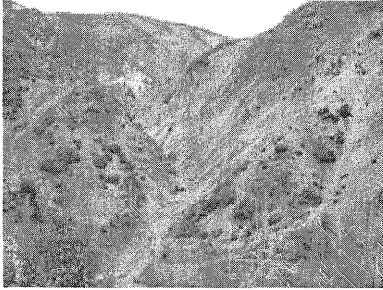


Foto 1. Andezit, traki-andezitlerin arazideki görünümü



Foto 2. Andezit, traki-andezitlerin yakından görünümü



Foto 3. Andezit, traki-andezitlerin plaka halindeki görünümü



Foto 4. Andezit, traki-andezitlerin kaplama taşı olarak kullanımı

Mekanik Değerler

Andezit, traki-andezitlerin dayanımlarını belirlemek amacıyla laboratuarda elde edilen küp ve silindirik örnekler üzerinde dayanım deneyleri yapılmıştır. Bulunan değerler tablolar halinde verilmiştir (Çizelge 2).

Tek eksenli basınç dayanımlarına göre andezit, traki-andezitler orta dayanımlı, nokta yük dayanımına göre ise yüksek dayanımlı kayalar sınıfında yer almaktadır.

Çizelge 2. Andezit ve traki-andezitlerin mekanik özellikleri

	Andezit, Traki-andezit	
	Sağlam	Ayrışmış
Tek Eksenli Basınç Dayanımı (Mpa)	55.21	50.21
Nokta Yük Dayanımı (Mpa)	3.72	2.84
Çekme (Brazilian) Dayanımı (Mpa)	7.74	5.24
Darbe Dayanımı (Mpa)	0.55	0.33

Isparta ve civarının karasal iklim özelliği göstermesi nedeniyle, kayalar örnekleri üzerinde don deneyi yapılmıştır. Bulunan değerler aşağıdaki gibidir (Çizelge 3).

Çizelge 3. Andezit ve traki-andezitlerin don sonrası mekanik özellikleri

	Andezit Traki-andezit	
	Sağlam	Ayrışmış
Don Sonrası Basınç Dayanımı (Mpa)	51.09	44.42
Don Sonrası Mukavemet Kaybı %	7.5	11.5
Don Kaybı %	0.16	0.23

Andezitlerin kaplama taşı olarak kullanılması nedeniyle Aşınma (Böhme) Dayanım deneyi yapılmış sağlam kayalarda yüzey aşınma değeri $cm^3/50cm^2$ 0.002, ayrışmış kayalarda ise $cm^3/50cm^2$ 0.024 olarak bulunmuştur.

5 SONUÇ VE DEĞERLENDİRME

Andezit, traki-andezitler üzerinde yapılan fiziko mekanik deney sonuçları değerlendirildiğinde birim hacim ağırlıkları (23.8-24.7 kN/m³) olarak bulunmuştur. TS 10835'e göre yapıtaşı olarak kullanılabilir. Ağırlıkça su emme deneyleri % 0.98-5.3 arasında değiştiği görülmüştür. TS 10835'e göre yapıtaşı olarak kullanılabilirler. Gözeneklilik açısından bakıldığında kayalar az gözenekli sınıfına girmektedir. Tek eksenli basınç dayanımına göre; ayrışmış 50.21 Mpa, Sağlam kayaların 55.21 Mpa olduğu belirlenmiştir. Buna göre andezit, traki-andezitlerin TS 10835'e göre gerekli koşulları

sağladığı, don sonrası basınç mukavemetindeki azalmanın sağlam kayalarda %7.5, ayrışmışlarda ise %11.5 olduğu belirlenmiştir. Sonuç olarak; Isparta güneyinde gözlenen andezit, traki-andezit bileşimindeki volkanik kayaların TS 699 ve TS 10835'e göre yapıtaşı olarak kullanılabilirler.

Andezit, traki-andezit bileşimindeki volkanik kayalardan hazırlanan ince kesitler üzerinde yapılan incelemeler sonucu başta sanidin kristalleri olmak üzere; kayaları oluşturan amfibol, plajioloklas ve piroksen mineralleri çoğunlukla ayrışmışlardır. Ayrışmanın dıştan içe doğru olduğu görülmüştür. Çoğunlukla kayalar hidrotermal alterasyondan etkilenmişlerdir. Ayrışan mineraller genellikle silişleşmiş ve kile dönüşmüşlerdir. Ayrışmanın dış etkiler nedeniyle fazlaşmasından dolayı yüzey ve yüzeye yakın olan volkanik kayaların yapıtaşı ve kaplama taşı olarak kullanılması uygun değildir

KAYNAKLAR

- American Society for Testing and materials (Annual Book of ASTM Standarts), 1985. Soil and Rock, Building Stones, Section 4, V. 04-08,409-423
- Bieniaswski,Z.T., 1975, The point load test on geotechnical practice, Eng.Geol., 9, 1-11
- Deer, D.U., and Miller, R.P., 1966, Classification and index properties of intact rock. Tech.Report AFWL-TR-65-116, AF Special Weapons Center, Kirtland, Air Force Base, New Mexico
- Şenel, M., 1997, Isparta J11 jeoloji haritası ve açıklamaları (Derleme), MTA Genel Müdürlüğü Ankara
- TSE (1987), Tabii yapı taşları muayene ve deney metodları, TSE 699, UDK., 692, 2 Ankara
- Yalçın, A., Özçelik, M., 2004, Travertenlerin (Burdur) fizikomekanik özellikleri ve yapıtaşı olarak kullanılabilirlikleri. VII. Bölgesel kaya mekaniği Sempozyumu, Sivas

Kövke taşının (Isparta) mühendislik özellikleri ve yapı taşı olarak kullanılabilirliği

Engineering properties of Kövke stone (Isparta) and usage as a building stone

A. Yalçın & M. Özçelik

S.D.Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 32260,Isparta

ÖZET: Isparta'nın güneyinde Ispartaçay vadisi boyunca yüzeylenen ve halk arasında kövke diye adlandırılan kaynaklanmış tüfler, tarihi dönemlerden bu yana yapı taşı olarak kullanılmaktadır. Tüfler oluşumu ve jeolojik bileşiminden dolayı hafiftir. Tüflerin yerinde işlenmesi kolaydır. Bulundukları ortamdan çıkarıldıktan sonra zamanla daha sert ve dayanımlı bir özellik kazanmaktadır. Tüfler Isparta ve civarında yaygın olarak yapı taşı şeklinde kullanılmaktadır. Son yıllarda çimento katkı maddesi olarak da kullanılmaktadır. Kaynaklanmış tüflerin özelliklerini belirlemek amacıyla ince kesitler yapılarak bileşimi ve dokusu belirlenmiştir. Ispartaçay vadisinde taşocağı olarak işletilen tüflerden alınan örnekler üzerinde laboratuarda deneyler yapılarak mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Örnekler uzun süre suda bırakılarak zamanla su emme özelliği ve don dayanımını belirlemek amacıyla deneyler yapılmıştır. Su ve don etkisindeki davranışları belirlenmiştir. Değerlendirmeler neticesinde kövke olarak bilinen kaynaklanmış tüflerin yapı taşı olarak nerelerde hangi amaçla kullanılması gerektiği belirlenmiştir.

ABSTRACT: Engineering properties of kövke stone (Isparta) and usage as a building stone welded yuff putcropping in the south of Isparta along the Ispartaçay walley and termed as “kövke” in the region have been used as building stone since historical periods. Processing of tuffs are easy due to their geological features. After they have been taken from the field, they get more harder and stronger features. In recent years, they have been also used as cement material. Compositions and features have been determined to find out the features of welded tuffs. Laboratory experiments were carried out putting “tuff samples in water-filled containers” to determine the water absorbtion and freeze tests. In this study, usable of the tuffs known as kövke in the region as building stone has been investigated.

1 GİRİŞ

Yeryüzünde insanlar yüzyıllardır çeşitli amaçlar için yaptıkları eserlerinde farklı özelliklerdeki kayalarından yararlanmışlardır. Tarihsel dönemlerde insanlar kayaları kullanırken; yakınlık işleme kolaylığı ve bol miktarda bulunmasını tercih etmişlerdir. Gelişen teknoloji ve artan ihtiyaçları karşılamak için insanlar her türlü kayaktan faydalanmayı tercih etmektedir. Ülkemizde de bazı bölgelerde yıllardır kullanılan ve işlenmesi kolay kayalar halen başta yapı ve dekoratif amaçlı kullanılmaktadır. Günümüzdeki bu birimler kullanılırken bazı özellikleri bilinmemektedir.

Bu çalışmada Isparta ili güneyinde farklı yerlerde, yöre halkı tarafından kövke olarak adlandırılan ve yıllar boyunca yapıtaşı olarak

kullanılan, Gölcük volkanitlerine ait kaynaklanmış tüfler (ignimbiritler) incelenmiştir. Bu amaçla tüflerin bazı fiziksel ve mekanik özellikleri yapılan laboratuvar deneyleri sonucu belirlenmiştir.

Deneyler TSE standartlarına göre yapılmıştır. Elde edilen deney sonuçları değerlendirilerek kaynaklanmamış tüflerin yapı taşı olarak kullanılabilirliği belirlenmiştir.

2 GENEL JEOLojİ

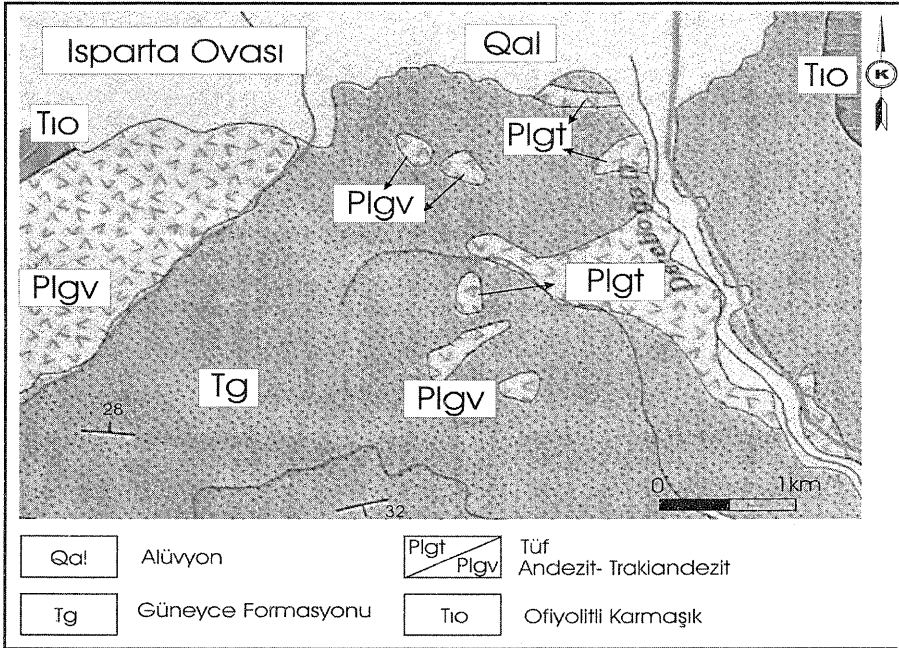
Tüflerin bulunduğu alanda otokton ve allokon konumlu farklı yaş ve litolojilerde birimler gözlenmektedir. Otokton birimler genellikle genç çökeller ve volkanitlerden oluşmaktadır. En altta; çakıltası, kumtaşı, killi kireçtaşı (marn) ardalanmasından oluşan Alt Miyosen yaşlı Güneyce

formasyonu gözlenir. Güneyce formasyonuna ait kumtaşları ince-orta katmanlıdır. gri-boz renkli olan kumtaşlarının ayrılmış görünümü kirli sarı renktedir. Killi kireçtaşları açık gri renkli, ince-orta katmanlıdır. Üst seviyelere doğru gözlenen çakıltaşları boz kahve renkli olup ince orta katmanlanmalıdır.

Güneyce formasyonunu üzerine, trakit, trakiandezit, andezit, tüf ve tüfitlerden oluşan Gölcük volkanitleri uyumsuz (konkardansız) olarak gelir. Volkanitler genellikle piroklastik tüflerden oluşmaktadır. Trakit, trakiandezit ve andezit bileşimindeki lavların görünüşleri grimsi-

kahverengimsi, taze yüzeyleri açık ve koyu gri yer yer pembemsi renklidir. Gölcük Krater Gölü çevresinde daha genç oluşuklar üzerinde ve onlarla ardalanmalı olarak gözlenirler.

Gölcük volkanitlerinin bölgedeki stratigrafik konumu ve önceki araştırma verileri değerlendirilerek pliyosen yaşlı oldukları kabul edilmiştir. İnceleme alanında gözlenen plio-kuvaterner yaşlı altıvyonlar Dereboğazı Dere yatağında ve kuzeyindeki Isparta ovasında yüzeylenir. Yamaç molozları ise yükseltilerin eteğinde görülür (Şekil 1).



Şekil 1. İnceleme alanı ve civarının jeoloji haritası (Şenel, 1997'den değiştirilerek)

Allokon birimleri ise Isparta ofiyolitli karmaşık oluşturmaktadır. Karmaşık bazik-ultra bazik ve çökel kayaların tektonizma etkisiyle karışmasından oluşmuştur. İçerisinde farklı yaşta ve değişik boyutlarda bloklar bulunmaktadır. Oluşum yaşı bilinmemekle beraber bölgeye ilk olarak Üst Paleosen -Alt Eosen'de geldiği tahmin edilen karmaşık Güneyce formasyonu üzerinde tektonik konumlu olarak gözlenir (Şekil 1).

3 TÜFLERİN KONUMU VE TANIMI

Kaynaklanmış tüf (ignimbirit) özelliğindeki birimler Isparta ili güneyindeki Ispartaçay vadisi sağ ve sol yamaçları başta olmak üzere; Gölcük Krater Gölü ve civarında farklı yer ve kalınlıklarda gözlenir. Gölcük

volkanizmasına bağlı farklı evrelerde gelişmiş olan tüfler farklı kalınlık ve özellikler sunarlar. Tutturulmamış tüf, pomza ve kaynaklanmış tüf özelliğindeki piroklastikler genellikle bej, kirli sarı renklerdedir (Foto 1-2).

Kirli sarı renklerdeki kaynaklanmış tüfler ince taneli olup içerisinde yer yer iri kristallerde gözlenmektedir. Kaynaklanmış tüflerden ince kesitler hazırlanarak petrografik incelemeler yapılmıştır. İnce kesit gözlemlerine göre kül bir matriks ile tutturulmuş tüfler kristal ve litik (volkanik kayaç parçaları) malzemelerden oluşmuştur. Kayaç içerisinde sanidin, plajiolklas, piroksen ve seyrek olarak biyotit mineralleri gözlenir. Öz şekilli ve yarı öz şekilli olan mineraller

bazen kırılıp parçalanmışlardır. Genelde fazla altere olmamışlardır. Kayaç parçaları tümüyle trakitlerden oluşmuştur. Kayaç içerisindeki mineral parajenezi tüflerin trakitik karakterde olduğunu gösterir.

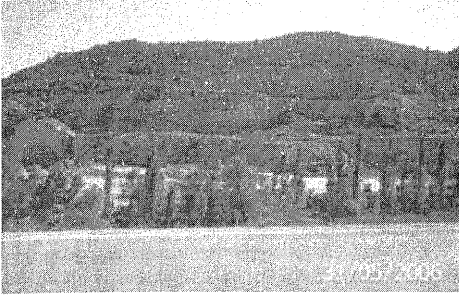


Foto 1. Tüflerin genel görünümü

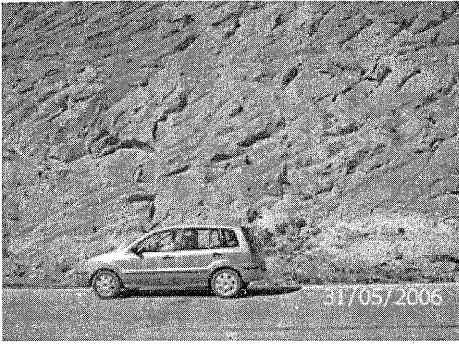


Foto 2. Tüflerin yakından görünümü

Isparta ili ve civarındaki yerleşim birimlerinde yapılan gözlemlerde çok farklı alanlarda kaynaklanmış tüflerin yapı taşı olarak kullanıldığı görülmüştür (Foto 3-4). Kaynaklanmış tüfler aynı zamanda öğütülerek çimento sanayinde katkı malzemesi (tras) olarak da kullanılmaktadır.



Foto 3. Tarihi binalarda kullanılan tüflerin görünümü



Foto 4. Tarihi binalarda kullanılan tüflerin yakından görünümü

4 FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLER

Kaynaklanmış tüflerin fiziksel ve mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla laboratuvarında bazı deneyler yapılmıştır. Deneyleri TSE 699 ve TSE 2513'e uygun olarak yapılmıştır. Elde edilen SI birimlerine dönüştürülmüştür.

Fiziksel Büyüklükler

Bulunan değerler Çizelge 1'de görülmektedir. Tüfler düşük birim hacim ağırlık ve yüksek poroziteli kayaçlar olarak görülmektedir (Anon, 1979) buna bağlı olarak su emmeleride oldukça yüksektir..

Çizelge 1. Tüflerin Fiziksel Özellikleri

Kuru Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	14.2
Tane Birim Hacim Ağırlık (N/m ³)	2.38
Su Emme (Ağırlıkça) %	22.96
Su Emme (Hacimce) %	31.24
Porozite (Gözeneklilik) %	39.32
Porozite (Görünür) %	31.24
Kompasite %	60.68

Mekanik Değerler

Tüflerin dayanımlarını belirleyebilmek amacıyla laboratuvarında elde edilen silindirik (42mm) örnekler üzerinde deneyler yapılmıştır. Bulunan değerler tabloda görülmektedir (Çizelge 2).

Çizelge 2. Tüflerin mekanik özellikleri

Tek Eksenli Basınç Dayanımı (Mpa)	7.64
Nokta Yük Dayanımı (Mpa)	0.63
Çekme (Brazilian) Dayanımı (Mpa)	1.07
Darbe Dayanımı (Mpa)	0.31

Tüfler tek eksenli basınç dayanımına göre çok düşük dayanımlı kaya sınıfında yer almaktadır (Deere ve Miller, 1966). Aynı zamanda diğer dayanımlarında oldukça düşük olduğu görülmektedir.

Isparta ve civarında karasal iklim özelliklerinin görülmesi nedeniyle tüfler üzerinde don deneyi yapılmıştır. Don kaybı ve don sonra mukavemet kaybı belirlenmiştir. Don sonrası mukavemet kaybının yüksek olduğu görülmüştür (Çzelge 3).

Çizelge 3. Tüflerin don sonrası mekanik özellikleri

Don Sonrası Basınç Dayanımı (Mpa)	5.29
Don Sonrası Mukavemet Kaybı %	30.7
Don Kaybı %	0.53
Aşınma (Slake) Dayanım İndisi %	88
Suya Doygun Basınç Dayanımı (Mpa)	3.72

Tüflerin su emmesinin fazla olması nedeniyle yaklaşık bir ay suda bırakılan suya doymuş örnekler üzerinde tek eksenli basınç dayanım deneyi yapılarak, dayanımdaki azalma görülmüştür. Basınç dayanım azalmasının yaklaşık % 50 olduğu görülmüştür. Ayrıca tüfler üzerinde suda aşınma (Slake) dayanım testi yapılmış, bunun sonucunda tüflerin orta-yüksek dayanım indisine sahip oldukları belirlenmiştir (Franklin ve Chandra, 1972).

5 SONUÇ VE DEĞERLENDİRME

Tüfler üzerinde yapılan fiziko-mekanik deney sonuçları değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir. Ağırlıkça su emme %22.96 ve hacimce su emme %31.24 olarak bulunmuştur. Su emme değerleri oldukça yüksektir. Buna göre tüfler yapıtaşı olarak kullanıma uygun değildir (Ağırlıkça su emme % 3'den fazla olmamalıdır).

Tek eksenli basınç dayanımı 7.64 Mpa, nokta yük dayanımı 0.63 Mpa'dır. Oldukça düşük dayanımlı kaya sınıfında yer almaktadır. Suya doymuş haldeki tek eksenli basınç dayanımı 3.72 Mpa'dır. Gözlemlendiği gibi tüfler suya doymuş hale geldiklerinde basınç dayanımları yaklaşık %50 azalmaktadır. Don sonrası basınç dayanımındaki azalma %30.7 olup oldukça yüksek bir değerdir. Bu değerlere bakıldığında tüfler TS 699 ve TS 2513'e göre yapıtaşı olarak kullanımları uygun değildir.

Ayrıca tüflerin su emmelerinin yüksek olması nedeniyle ortamı nemle hale getireceğinden sağlık açısından da sakıncalıdır. Sonuç olarak tüfler yapıtaşı olarak kullanıma uygun olmayıp, halen olduğu çimento sanayinde katkı maddesi (Tras) olarak kullanılması uygundur.

KAYNAKLAR

- American Society for Testing and materials (Annual Book of ASTM Standarts), 1985. *Soil and Rock, Building Stones*, Section 4, V. 04-08,409-423
- Bieniawski,Z.T., 1975, *The point load test şın geotechnical practice*, Eng.Geol., 9, 1-11
- Dere, D.U., and Miller, R.P., 1966, *Classification and index properties of intact rock*. Tech.Report AFWL-TR-65-116, AF Special Weapons Center, Kirtland, Air Force Base, New Mexico
- Şenel, M., 1997, *Isparta J11 jeoloji haritası ve açıklamaları (Derleme)*, MTA Genel Müdürlüğü Ankara
- TSE (1987), *Tabii yapı taşları muayene ve deney metodları*, TSE 699, UDK., 692, 2 Ankara
- Yalçın, A., Özçelik, M., 2004, *Travertenlerin (Burdur) fizikomekanik özellikleri ve yapıtaşı olarak kullanılabilirlikleri*. VII. Bölgesel kaya mekaniği Sempozyumu, Sivas

Nevşehir-Gülşehir kaya tuz madeninde kaya tuzuna ait mühendislik özelliklerinin belirlenmesi

Determination of engineering properties for rock salt in Nevşehir-Gülşehir rock salt mine

İ. Özkan & H. Güneş

Selçuk Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Konya, Türkiye

A. Özarslan & M. Geniş

Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak, Türkiye

ÖZET: İnsanoğlunun kendi yaşamını devam ettirebilmesi için enerjiye ihtiyacı vardır. Bu durum gelişen teknoloji ve nüfus ile artmaktadır. Bugün bilinen doğal enerji kaynakları kömür, petrol, nükleer ve doğal gazdır. Bunlara su da ilave edilebilir. Son zamanlarda çevre dostu olarak kabul edilen doğal gaza ihtiyaç gün ve gün artmaktadır. Doğal kaynakların uzun bir süre ihtiyaca cevap verebilecek nitelikte olduğu belirtilmektedir. Türkiye'nin doğal gaz ihtiyacı 1980 yılından bu yana hızla artmaktadır. Ancak bir doğal gaz deposu henüz mevcut değildir. Bu durum zaman zaman tüm ülkeyi ilgilendiren ciddi problemlere neden olabilmektedir. Türkiye'nin yeraltı doğal gaz depolanmasında Tuz gölü projesi öncelikli olup Çankırı, Tarsus, Nevşehir-Gülşehir ve Sekili-Yozgat kaya tuzu yatakları ise Tuz gölü projesine alternatif durumdadır. Bu çalışmada Nevşehir-Gülşehir kaya tuzunun ISRM (1981) tarafından önerilen bazı önemli mekanik özelliklerinden oluşan bir veri tabanı hazırlanmıştır. Bu veri tabanı; yoğunluk, gözeneklilik, nokta yükleme indeksi, suda dağılma dayanımı, Schmidt sertliği, çekme dayanımı, tek eksenli basınç dayanımı, deformabilite ve tek eksenli yük artırma – boşaltma deney sonuçlarını içermektedir. Deneylerden elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş ve sonuçları bu bildiride sunulmuştur.

ABSTRACT: Modern man need energy to be able to continue his life. This situation is increased with development of technology and population. Today, known natural energy sources are coal, oil, nuclear and natural gas. In addition, water used for hydraulic energy can be mentioned. Recently, natural gas is assumed by man as environmentally friendly and so the need of it is increased day by day. According to engineers, natural gas sources determined in earth are adequate for a long-time. Turkey's natural gas need has increased since 1980, but still hasn't got an underground storage. This situation has caused serious problems since the beginning of its use. The most advantageous rock unit for underground natural gas storage in Turkey is rock salt. Tuz Gölü project about storing of natural gas is important for Turkey and also Çankırı, Tarsus, Nevşehir-Gülşehir ve Sekili-Yozgat rock salt regions has been thought as alternative project sites. In this study, some physical and mechanical characteristics of Nevşehir-Gülşehir-Tuzköy rock salt are determined by using methods suggested by ISRM(1981). In this research; density, porosity, point load index, slake durability, Schmidt hardness, tensile strength, uniaxial compressive strength, deformability, and uniaxial load – unload strength tests are carried out. Tests results obtained from physical and mechanical property tests are compared and their results are presented in this paper.

1 GİRİŞ

Kaya tuzu, Dreyer (1972) tarafından tuzlu suların evaporasyonu sonucu oluşan sedimanter bir kayaç olarak tanımlanmaktadır. Sodyum (Na) ve klor (Cl) iyonlarından oluşan ve saf halde iken yaklaşık % 40 sodyum, % 60 klor'dan meydana gelen tuz, kübik sistemde kristalleşmektedir. Doğadan üretildiği

şekliyle rengi gri, sarı, kırmızı hatta mavi ve yeşil olabilen kaya tuzu ancak saf halde iken renksizdir. Erime noktası 800 °C, kaynama noktası ise 1412 °C olan tuz, yüksek basınç altında plastik özellik göstermektedir. Ayrıca kaya tuzu; geçirimsiz, genleşebilir, sıkı ve yüksek ısı iletkenliğine sahiptir.

Kaya tuzu yatakları, jeolojik devirlerde buharlaşma sonucu denizlerin ya da kapalı iç

hazırların kuruması ile oluşmuştur. Tabakalı kaya tuzu yataklarının üzerinde jeolojik dönem içerisinde biriken örtü tabakasının kalınlaşması ile tuz üzerindeki litostatik basıncı artırmış ve kaya tuzu plastik özellik kazanmıştır. Kaya tuzu tabakalarının altında, kenarında veya arasında sıkışan kayaçlar bünye sularını büyük ölçüde kaybederler. Ortamda açığa çıkan sular, kaya tuzunun bünyesine girerek onda önemli bir hacim artışının meydana gelmesine sebebiyet verir. Bu hacim artışına bağlı olarak oluşan tansiyon kuvveti ile üzerindeki örtü tabakası yukarıya doğru itilmiş ve böylece bugün bilinen tuz domu yapıları oluşmuştur. Bunun sonucunda kaya tuzu, kendini diğer kayaçlardan farklı kılan mekanik özelliklere sahip olmuştur.

Baar (1977) ve Yang (2000)'a göre kaya tuzunun yüksek hacimli olması, suda kolaylıkla çözünebilmesi, basıncı ve sıcaklık altında yeniden kristalleşebilmesi, yüksek sıcaklık ve aşırı yük altında kalıcı deformasyon göstermesi onun endüstride geniş bir kullanım alanı bulmasına neden olmaktadır.

Kaya tuzu bugün öncelikle gıda, dericilik gibi 23 farklı konuda insanoglu tarafından kullanılmaktadır. Her ülkenin sahip olduğu rezerv kendi ihtiyaçları için yeterli olabilmektedir. Klasik madencilik yöntemi olan açık veya yeraltı madenciliği ile üretilen kaya tuzu son zamanlarda farklı bir alan olan doğal gaz, petrol ve nükleer atıkların depolanmasında sahip olduğu özel mekanik özellikler nedeniyle oldukça önem kazanmıştır. Dünyanın çeşitli ülkelerinde görülen bu uygulamalar için çözelti madenciliğinin kullanıldığı bilinmektedir.

Doğal gaz, petrol ve nükleer atıkların depolanmasında kaya tuzunu ne çıkaran en önemli mekanik parametre sahip olduğu snme (creep) davranışıdır. Bu zelliliğinin ve diğer mekanik özelliklerinin belirlenmesinde araştırmacıların son 70 yıllık bir süreçte çalışmaları ve bu alanda yoğunlaştırdıkları dikkat çekmektedir. Yang (2000), günümüzde kaya tuzu araştırmalarının mühendislik uygulamalarında oldukça önemli bir yer edindiğini ve bu nedenle kaya tuzu mekaniliğinin mekanik biliminin bir dalı olduğunu ifade etmektedir. Kaya tuzu üzerinde yapılan çalışmalara ait genel bir literatür zeti aşağıdaki gibi verilebilir.

Snme davranışını belirlemek amacıyla gerçekleştirilen alışmalar; 2,5–20 MPa arasında değişen asal gerilmelerle iki saatlik snme testleri ve ilk sınırlandırılmamış basıncı deneyi Stocke ve Horchert (1936) tarafından gerçekleştirilmiştir. Le Comte (1965), tek bir kristalin 3,45–27,6 MPa gerilmeler altındaki davranışını ve sıcaklığın çok

kristalli tuzlardaki snme üzerindeki etkisini oda sıcaklığından 198 C'ye kadar geniş bir aralıktaki inceleyen ilk araştırmacı olmuştur. Wawersik ve Hannum (1980) ve Hansen ve Mellegard (1980), ABD WIPP (Waste Isolation Plot Project) programı için 3,45–41,4 MPa arasındaki gerilmeler ve oda sıcaklığından 400 C' ye kadarki sıcaklıklarda oldukça fazla sayıda gerilme-birim deformasyon ve snme verilerinden oluşan bir veri tabanı hazırlamışlar ve analizler yapmışlardır. Lux ve Heusermann (1983), Asse tuz madeninde üç eksenli snme çalışmalarını gerçekleştirmiştir. Haupt (1989), yapmış olduğu snme çalışmalarında, snme karakteristiğinin belirlenmesi için yk artırma-yk boşaltma deneylerinin kullanılmasını önermiştir. Munson (1997), yeraltında kaya tuzunda açılacak bir boşluğun geometrisi ve kapanım şartları için gerekli parametreleri ve snme davranışını incelemiş ve bir model geliştirmiştir. Weidinger, Hampel, Blum ve Hunsche (1997), yeraltında kaya tuzunda depolama amaçlı açılacak bir boşluğun güvenlik parametrelerini ve kaya tuzunun snme davranışını incelemiştir. Leite (1998) ve Assis (1990), kalın duvarlı kaya tuzu silindirlerinde snme davranışını ve kuvvet yayılımını araştırmıştır. Hunsche ve Hampel (1999), kaya tuzunun snme davranışını tanımlamak amacıyla 30-250 C'de, 1,7-40 MPa gerilmeler altında tek eksenli ve üç eksenli basıncı dayanımı deneyleri yapmış ve bir model geliştirmiştir. Yang, Daemen ve Yin (1999), tek eksenli ve üç eksenli deneyleri vasıtasıyla basıncın kaya tuzunun zamana bağlı gerilme-birim deformasyon davranışı üzerindeki etkilerini ve snme davranışını incelemiştir.

Kaya tuzunun genel mekanik davranışını belirlemek amacıyla yapılan alışmalar; Heard (1972), çeşitli yükleme koşullarında 200 MPa altında çok kristalli tuzu anlamayı pekiştiren ilk önemli testleri yapmıştır. Stormont ve Daemen (1990), tek eksenli ve üç eksenli basıncı dayanımı deneyleriyle birlikte kaya tuzunun geirgeniliğini çalışmışlardır. Hunsche (1993), kaya tuzunun zamana bağlı özellikleri üzerinde nemin etkisini incelemiştir. Filimonov, Lavrov, Shafarenko, ve Shkuratnik (2001), kaya tuzunun üç eksenli basıncı altındaki gerilemeleri değiştirerek farklı yükleme koşullarında hafıza etkisini incelemiştir. Slizowski, Janeczek ve Przewlocki (2003), SNF (Spent Nuclear-Fuel) modeli için kaya tuzunun yapısal karakteristiğini araştırmışlardır. Araştırmacılar kaya tuzu ve tuzlu çamur taşı arasında bir karşılaştırma yaparak tuzlu çamur taşlarının da radyoaktif atıklar için uygun ana kaya olabileceklerini söylemişlerdir.

Kaya tuzu madenciliği için yapılan çalışmaların başlıcaları ise şunlardır; Dreyer (1972), tuz madenciliğinde özellikle topukların davranışı için kaya tuzlarındaki gerilmeler üzerindeki deneysel çalışmaları gerçekleştirmiştir. Kwon ve Wilson (1999), kaya tuzunun zamana bağlı özelliklerini ve etkili parametreleri inceleyerek yeraltı kazılarında WIPP (Waste Isolation Plot Project)'de kaya tuzunun yerinde davranışını incelemiştir. Yeraltında kaya tuzunda açılacak olan bir boşluğun kısa ve uzun dönemde davranışının tahminine yönelik analizlerde, Hunsche ve Hampel (1999)'a göre; açıklığın zamana bağlı konverjansı, kuvvet değişimleri, sıcaklık değişimleri, hacimsel genleşme ve iyileşme, yenilme ve sünme gelişimi ve geçirgenliğin değişimi parametreleri oldukça önemlidir.

Kaya tuzunun mekanik özellikleri incelendiğinde bu değiştirelileri etkileyen pek çok parametrenin olduğu görülmektedir. Bunlar sırasıyla; tek eksenli basınç dayanımı (σ_c), çekme dayanımı (σ_t), en büyük ve en küçük asal gerilme değerleri (σ_1 , σ_3), kohezyon (c), içsel sürtünme açısı (ϕ , °), Mohr zarfı, dayanım zarfı, elastik modül (E), Poisson oranı (ν) olarak sıralanabilir. Bu parametreler haricinde kaya tuzunun önemli diğer bir parametresinin sünme (creep) davranışı olduğu bilinmektedir.

Nevşehir-Gülşehir kaya tuzu yeraltı maden işletmesinden temin edilen kaya tuz bloklarından elde edilen numuneler üzerinde ve maden ocağında mevcut topuklarda yukarıda bahsedilen ISRM (1981) tarafından önerilen mekanik deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu bildiride mekanik deneyler sonucunda elde edilen sonuçlar, bölgede açık ve/veya yeraltı madenciliği ile üretim yapan uygulayıcı maden mühendislerine, tasarım çalışmalarında kullanmaları amacıyla sunulmuştur.

2 NEVŞEHİR-GÜLŞEHİR YERALTI TUZ MADEN OCAĞI

Nevşehir-Gülşehir-Tuzköy kaya tuzlasında bulunan ve eski adı Hacıbektaş olan kaya tuzu madeni, Nevşehir iline bağlı Gülşehir ilçesinin 14 km kuzey batısındadır. Bölge, yaklaşık 1200 yıldır Anadolu'nun tuz ihtiyacının belli bir kısmının karşılandığı yer olmuştur. Tuzköy kaya tuzlasının ana minerali Halit (NaCl) dir. Mineralojik olarak yatak, ortalama %92 NaCl (Halit) ve %2 jips içerir. Tuzköy kaya tuzu yatağının ortalama bileşimi ise; %35 Na, %55,77 Cl, %5,96 suda erimeyen madde, %13,8 Br (ppm) ve %1,59'sı SO_4^{2-} dir. Kaya tuzunun tenörü %93,13 olarak belirlenirken rezervin ise 75.046.649 ton görünür, 96.384.456 ton muhtemel

ve 959.411.250 ton mümkün rezerv olduğu ilan edilmiştir.

Cumhuriyet döneminde bu bölgede TEKEL tarafından yeraltı madenciliği ile kaya tuzu üretilmiştir. Ancak 1987 yılında TEKEL madencilik faaliyetlerine son vermiş ve ocağın yasal olmadan başkaları tarafından kullanılmaması için galeri girişlerini tamamen kapatarak bölgeyi terk etmiştir. 2003 yılında özelleştirme çerçevesinde özelleştirilen sahada maden firması mostra veren bir noktadan açık ocak madenciliğine başlamıştır. 2006 yılı Mayıs ayı itibarı ile ocak derinliği yaklaşık 80m olup 7 adet basamak bulunmaktadır. 2005 yılında açık ocağın alt kotlarında tesadüfen eski yeraltı imalat galerilerine ulaşılmıştır. 17 yıl boyunca kapalı kalan yeraltı ocağına zamanla dolan su doygun tuz çözeltisi durumunda iken bulunmuş ve değerlendirilmiştir. Oda-topuk yönteminin kullanıldığı madende topuk boyutlarının 10x10x10 m olduğu ve sudan dolayı önemli bir duraysızlığın olmadığı görülmüştür. Ancak TEKEL öncesinde üretim yapılan imalat sahaları halen incelenememiştir. Üretim açık ocak madenciliği ile devam ederken henüz yeraltı madenciliği ile üretim yapılmamaktadır.

Tuzla köy sahasının jeolojik durumunu belirlemek için daha önce yapılan bazı çalışmalar vardır (Hamilton (1840), Taşman (1937) MTA Raporu (1945), Erguvanlı (1954), Wipern (1961), Nizenhsis (1964), Baştanoğlu ve Uygun (1976); Kayakıran (1979); Kayakıran, Yılmaz ve Uygun'dan (1985)). MTA tarafından 1945 yılında yapılan ilk saha etüdünde 3 adet yatay ve 10 adet düşey sondaj yapılmış yatay sondajlarda 101m düşey sondajlarda ise 45m kaya tuzu kesilmiştir (Kayakıran, Yılmaz ve Uygun, 1985'den). En son detaylı çalışmanın yapıldığı MTA etüdünde rezistivite çalışmaları yanı sıra 8 adet sondaj kuyusu ile toplam 1474,50 m sondaj verisi değerlendirilmiştir (Kayakıran, Yılmaz ve Uygun, 1985). Sondaj verilerine göre örtü tabakası kalınlığı 48m-69m arasında değişirken kaya tuzu kalınlığının 101,76m-156,10m arasında değiştiği belirlenmiştir.

Kayakıran, Yılmaz ve Uygun (1985) göre, İç Anadolu bölgesinde Lütiseye'nin sonlarına doğru oluşan büyük bir depresyon ile gerek ponoid, gerekse Toros kuşağının kıvrımları sonucu İç Anadolu'da molas tipi karasal çökellerin depolandığı dağ içi havzalar oluşmuştur. Dağ içi havzaların zaman zaman kırıntılı, çökkelmenin kıt olduğu, tuzlu bataklık, sabhka veya playa tipi ortamlarda ise tuz ve jips ya geniş lagünlerde yada kıyı girişinde üst kısımlardaki sabhka veya playa tipli ortamlarda durulmuştur. Gülşehir-Tuzköy kaya tuzu yatağı denizel bir oluşum değildir. Tuzköy kaya tuzlasında

tuz katmanları arasında 2-3cm kil ve kırıntılar bulunmaktadır. Bu katmanların zaman zaman beyaz, gri, koyu gri renklerde görülmesi tuzun saflığıyla orantılıdır. Gri renkler kil ve yabancı maddelerden kaynaklanmaktadır. Yapılan sondaj çalışmalarında bazen büyük kalınlıkta kil katları kesilmiştir. Bu killer tuzlu kil (salzton) olarak nitelendirilebilir. Genel olarak tabaka yüzeyleri arasında Anhidrit'lerin fazlaca toplandığı gözlenmektedir.

3 ARAZİDE GERÇEKLEŞTİRİLEN BAZI MEKANİK DENEYLER

Nevşehir ilinin Gülşehir ilçesine bağlı Tuz köyünde bulunan kaya tuzu maden ocağında varlığı yaklaşık 100 yıldan daha fazla olduğu tahmin edilen topuklardan 9 tanesi seçilmiştir. Seçilen topukların her bir dört yüzeyinde belirli bir sistematik ile 12 farklı noktada olmak üzere 432 adet Schmidt çekici ile yüzey sertlik deneyleri gerçekleştirilmiştir ve ayrıca maden firması tarafından oluşturulan bir deneme topuğu üzerinde de aynı deneyler tekrarlanmıştır (Çizelge 1). Bu deneysel çalışmalara paralel olarak yüzey sertlik deneylerinin yapıldığı eski topuk ve yeni oluşturulan topuk yüzeylerinden alınan düzensiz numuneler üzerinde ise nokta yükleme indeks deneyleri yapılmıştır (Çizelge 2). Deney sonuçlarına göre eski topuk malzemesi ile yeni daha bakir topuk malzemesinin dayanım özelliklerinde bir fark olmadığı bir başka deyiş ile zamana bağlı olarak malzemenin yüzey sertliği ve nokta yükleme indeks dayanımlarında bir azalmanın olmadığı görülmüştür. Bu, topuklar üzerinde oluşan ikincil gerilmelerin çok büyük olmadığını bir göstergesi olabilir.

Çizelge 1. Seçilen topuklar üzerinde gerçekleştirilen Schmidt sertlik deney sonuçları.

Topuk Adı	Yüzey A	Yüzey B	Yüzey C	Yüzey D	Ort
E-A	34±3,75	34±3,50	35±7,65	34±4,01	34±0,6
E-A1	34±2,36	31±5,39	24±4,57	30±3,75	30±4,3
E-B	35±3,50	31±2,24	33±3,12	40±3,93	35±4,1
E-B2	30±1,85	30±5,88	30±2,65	30±2,54	30±0,0
E-C2	33±3,10	31±4,96	31±2,43	32±2,69	32±1,2
E-D	35±2,50	31±1,72	36±3,63	36±3,05	35±2,4
E-E1	34±1,11	33±0,85	33±0,75	33±1,57	33±0,3
E-F1	34±0,95	32±1,25	32±1,45	31±1,93	32±0,96
Ort					33±1,74
Y-F	33±5,05	35±5,78	33±5,78	30±4,90	33±2,1

E: Eski topuk, Y: Yeni topuk

Çizelge 2. Seçilen topuklar üzerinde gerçekleştirilen nokta yükleme indeks dayanımı deney sonuçları.

Topuk Adı	Yüzey A	Yüzey B	Yüzey C	Yüzey D	Ort.
E-A1	0,27±0,17	0,44±0,22	0,40±0,30	0,46±0,17	0,39±0,09
E-B1	0,42±0,11	0,29±0,15	0,38±0,15	0,26±0,07	0,34±0,08
E-B2	0,92±0,24	0,16±0,08	0,13±0,11	0,18±0,02	0,35±0,4
E-C1	0,41±0,18	0,45±0,20	0,31±0,22	0,59±0,30	0,44±0,12
E-C2	0,44±0,27	0,46±0,18	0,34±0,02	0,43±0,27	0,42±0,05
E-C6	0,37±0,14	0,21±0,06	0,28±0,14	0,37±0,17	0,31±0,08
E-E1	0,66±0,34	0,79±0,29	0,47±0,07	0,61±0,06	0,63±0,13
E-E5	0,41±0,18	0,31±0,15	0,46±0,27	0,21±0,06	0,35±0,11
E-F1	0,59±0,19	0,58±0,11	0,47±0,19	0,85±0,85	0,62±0,16
E-G6	0,37±0,11	0,45±0,15	0,32±0,15	0,64±0,07	0,45±0,14
Ort					0,432±0,13
Y-G0	0,37±0,13	0,29±0,04	0,68±0,25	0,34±0,17	0,42±0,18

E: Eski topuk, Y: Yeni topuk

4 LABORATUAR ÇALIŞMALARI İÇİN NUMUNELERİN HAZIRLANMASI

Nevşehir-Gülşehir kaya tuz madeninden temin edilen yaklaşık 20 kaya tuzu bloğu, 2005 Kasım ayı içerisinde Selçuk Üniversitesi-Maden Mühendisliği Bölümüne nakil edilmiştir. Kaya tuzu bloklarından küp ve karot numunelerinin hazırlanması planlanmıştır. Ancak kaya tuzu ve kömür gibi özel kaya birimleri için önerilen boyutlardan ziyade ilgilenilen saha için deneysel çalışmalar ile özel boyutun belirlenmesi tavsiye edilmektedir (Jeremic, 1994). Bu nedenle öncelikle boyut analizinin yapılmasına karar verilerek küp numuneler hazırlamak amacıyla bloklar, çeşitli kalınlıklarda önce taş kesme makinesinde ve sonra taşınabilir portatif taş kesme makinesiyle (fleks) çeşitli ebatlarda kesilerek küp numuneler hazırlanmıştır. Ayrıca taşınabilir karot alma makinesi yardımıyla dört farklı çapta silindirik karot numuneleri ISRM (1981) standartlarına göre hazırlanmıştır. Bu çalışmada kullanılan deney numuneleri ile ilgili bilgiler Çizelge 3'de sunulmuştur.

5 LABORATUAR ÇALIŞMALARI

Çizelge 1'de belirtilen toplam 753 adet numune üzerinde sırasıyla yoğunluk, gözeneklilik, nokta yükleme indeksi, suda dağılma dayanımı, Schmidt sertliği, çekme dayanımı, tek eksenli basınç dayanımı, tek eksenli deformabilite, tek eksenli yük artırma-boşaltma deneyleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

Çizelge 3. Kaya tuzu bloklarından hazırlanan küp ve silindirik numune boyutları ve adetleri.

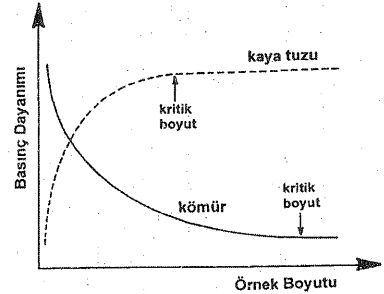
Gerçekleştirilen Deney İsmi (ISRM, 1981)	Numune Boyutları			Adet
	Küp numune a (mm)	Silindirik numune d l (mm) (mm)		
Yoğunluk,	25	-		10
Gözeneklilik	25	-		10
Nokta yükleme	düzensiz numune			195
Suda dağılma (20°C de çeşme suyu)	küresel			4
				set
Suda dağılma (20°C de değişik tuz çözeltisi)	küresel			6
				set
Ultrasonik ses geçirgenliği	42	106		15
	51	137		
	93	255		
Schmidt sertliği	topuk yüzeyi			108
Çekme dayanımı	42	21		34
	51	25		
	93	46		
Boyut analizi	Değişik boyutta	Değişik çaplarda		32
Tek eksenli basınç dayanımı	100	93 255		10
	150			
Tek eksenli Deformabilite	100	51 140		4
	150	93 255		
Tek eksenli yük artırma-boşaltma		93 255		1

5.1. Küp ve Karot Numuneler için Boyut Analizi

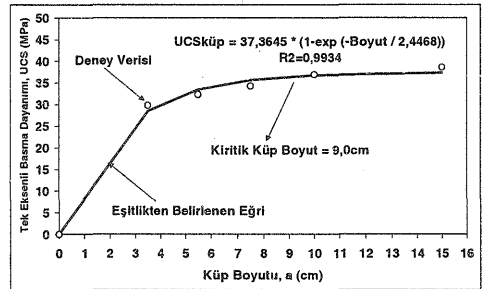
Tek eksenli basınç dayanımı değerinin belirlenmesinde iki ayrı tip numune kullanılmıştır. Bunlar silindirik ve küp numunelerdir. Ancak araştırmacı Özarslan ve Gerçek (2002) tarafından yapılan bir kaynak araştırmasında, Jeremic (1994)'in yenilme dayanımını belirleme deneylerinde kaya tuzu malzemesinin boyut ve şekil etkisinin oldukça önemli olduğu vurgusunu yaptığını ifade etmişlerdir. Tuz örneğinin boyutları arttıkça dayanım artmakta ve kritik boyuta ulaşıldıktan sonra hemen hemen sabit kalmaktadır (Şekil 1). Kaya tuzu bu özelliği ile birçok kaya türünden ayrılmaktadır. Şekil etkisi ise diğer kaya türleri ile uyumludur. Deney örneğinin genişlik- yükseklik oranı arttıkça kaya tuzunun dayanımı da artmaktadır.

Bu çalışmada kaya tuzunun dayanımının küp numuneler aracılığıyla belirlenmesinde öncelikle kritik küp boyutunun belirlenmesine çalışılmıştır. Bunun için hazırlanan farklı boyutlardaki küp numuneler deneye tabi tutulmuş ve sonuçta Gülşehir

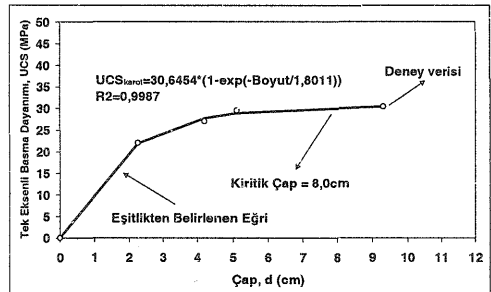
kaya tuzu için kritik boyutun 90 x 90 x 90 mm olduğu tespit edilmiştir (Şekil 2). Ayrıca farklı üç çapta hazırlanan karot numuneler üzerinde de yapılan çalışma neticesinde kritik çapın 80mm olduğu görülmüştür (Şekil 3). Bu çalışmada, küp numunelerin hazırlanmasında daha kolay olması nedeniyle 100 x 100 x 100 mm küp boyutunda ve 93 mm çapında 255mm boyunda karot numuneler hazırlanarak dayanım deneylerinde kullanılmıştır.



Şekil 1. Kaya tuzu ve kömür malzemelerinin dayanımı üzerindeki boyutun etkisi (Jeremic, 1994).



Şekil 2. Gülşehir kaya tuzu için kritik küp boyutunun belirlenmesi.



Şekil 3. Gülşehir kaya tuzu için kritik karot boyutunun belirlenmesi.

5.2. Yoğunluk, Gözeneklilik ve Etkili Porozite Belirleme Çalışmaları

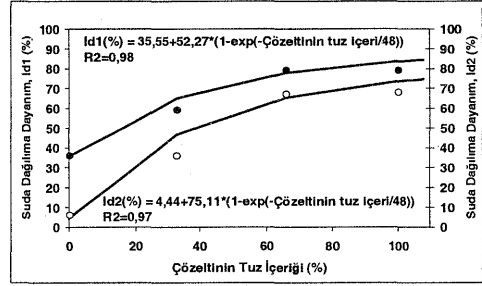
Bu malzeme özelliklerinin belirlenmesinde ihtiyaç duyulan su, normal koşullar altında kaya tuzundan hazırlanan numuneyi eriteceği için deneyde kullanılacak suyun %100 tuz doygunluğunda olması gerektiği belirlenmiştir. Bunun için çalışma yapılan kaya tuzu, önce kırılarak daha sonra iyice ufalanarak suyun içerisinde çözündürülmüştür. Daha sonra ise 10 adet hazırlanan düzensiz kaya tuzu numuneleri ISRM(1981) tarafından önerilen tarzda işleme tabii tutularak; suya doymuş ve tabii yoğunluk değerlerinin sırasıyla $2,18 \pm 0,11$ gr/cm³ ve $2,13 \pm 0,07$ gr/cm³ olduğu tespit edilmiştir. Bu çalışmada numunelerin etüvde 105 °C de kurutulmaları esnasında parçalanacağı endişesi taşındığı için kuru yoğunluk değerleri belirlenememiştir. Ayrıca kaya tuzuna ait gözenek hacmi ile etkili gözeneklilik değerleri sırasıyla %0,97 ve %4,07 olarak hesaplanmıştır.

5.3. Suda Dağılıma Dayanım Deneyi

ISRM(1981) tarafından önerilen ve son zamanlarda tasarım çalışmalarında önemli bir girdi parametresi olan suda dağılıma dayanım deneyleri dört farklı türde gerçekleştirilmiştir. Bunun için her grubu 10 adet yuvarlatılmış numuneden oluşan toplam 10 grup numune hazırlanmıştır. Bunların 4 grubu normal çeşme suyuyla deneye tabii tutulurken 2 tanesi özel olarak hazırlanan %33 tuzlu su çözeltisinde, 2 tanesi %66'lık çözeltide ve son 2 grup ise %100 tuzlu doymuş çözeltide deneye tabii tutulmuştur. Bütün deneyler 20 °C olan normal oda sıcaklığında gerçekleştirilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçların sunulduğu Çizelge 4'de ve Şekil 4'de görüldüğü üzere deney suyunun tuz içeriği arttıkça malzemenin suya karşı dayanım değeri artmaktadır.

Çizelge 4. Suda dağılıma dayanım deney sonuçları.

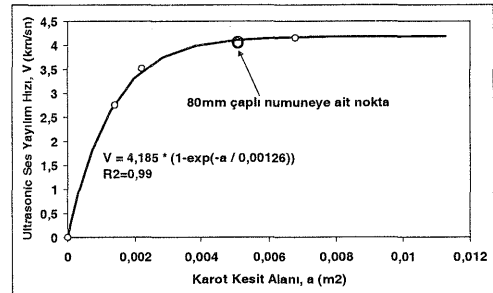
Deney Koşulu	Id ₁ (%)	Id ₂ (%)
Normal Çeşme Suyu	36±1,75	6±0,93
%33 tuz çözeltisi	59±0,40	36±1,46
%66 tuz çözeltisi	79±3,54	67±4,38
%100 tuz çözeltisi	79±0,23	68±0,81



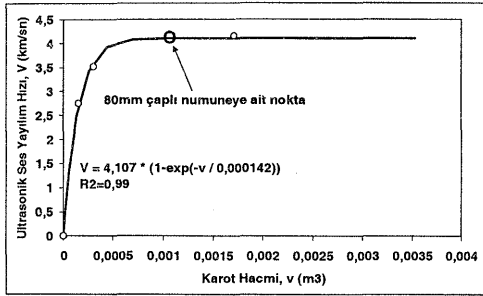
Şekil 4. Suda dağılıma dayanım değeri Id₁ ve Id₂'nin farklı tuz çözeltilerindeki değişimi.

5.4. Ultrasonik Hız Deneyi

Son zamanlarda kaya mühendislerinin ilgilendiği kaya maddesine ait Elastik Modül değerlerinin kolayca belirlenmesinde yaygınca kullanılmaya başlayan ultrasonik ses yayılım deney düzeneği bu çalışmada kullanıldı. Daha önce boyut analizleri için ISRM (1981) tarafından önerilen çap/boy oranına sadık kalarak hazırlanan 4 farklı çaplı numunelerden 42mm, 51mm ve 93mm çaplı toplam 15 adet karot numuneleri üzerinde ultrasonik ses geçergenlik değerleri belirlenmiştir (Çizelge 5). Deney sonucu ulaşılan veriler yardımıyla çizilen karot numunesinin kesit alanına ve hacmine bağlı ses yayılım hızlarına ait grafikler Şekil 5'de sunulmuştur. Bu şekillerden hemen dikkat çeken unsur, daha önce karot numuneleri için bahsedilen boyut analizinin sonucunda çizilen Şekil 3 ile yapısal benzerlik göstermesi olmuştur. Bir başka deyişle ultrasonik ses geçergenlik hızının Şekil 3'de belirtilen kritik çap değeri olan 80mm çaplı karot numunesinde hemen sabitlendiği gözlenmiştir (Şekil 5). Sonuç olarak silindirik şekilli kaya tuzunda kritik çap ve uzunluğun tespitinde ultrasonik deney sonuçlarından yararlanılabileceği sonucu ortaya çıkmıştır.



Şekil 5.a Ultrasonik ses geçergenliği hızının karot kesit alanı ile değişimi.



Şekil 5.b Ultrasonik ses geçirgenliği hızının karot hacmi ile değişimi.

Çizelge 5. Ultrasonik deney sonuçları.

Çap,D (mm)	Boy,L (mm)	L/D	Ses yayılım süresi (msn)	Ses yayılım hızı (km/sn)
42	106	2,52	38,56±6,23	2,75±0,35
51	137	2,58	39,72±7,28	3,52±0,41
93	255	2,74	61,12±5,72	4,15±0,33

5.5 Tek Eksenli Basınç Dayanımı Deneyi

Nevşehir-Gülşehir kaya tuzu için tespit edilen kritik boyuta bağlı olarak hazırlanan 100x100x100 mm ve 150x150x150 mm boyutlarındaki toplam 4 adet küp numunesi ile 5 adet karot numunesi 300 tonluk hidrolik preste test edilmiş ve elde edilen sonuçlar Çizelge 6'da verilmiştir.

Çizelge 6. Kaya tuzundan hazırlanmış küp ve silindirik numunelere ait tek eksenli basınç dayanımı sonuçları.

Numune Tipi	Adet	Numune Boyutu			Yenilme Dayanımı (MPa)
		a (mm)	d (mm)	l (mm)	
küp	4	100	-	-	36,84±2,78
	1	150	-	-	38,57
silindirik	5	-	93	255	31,88±2,14

Çizelge 6'da görüldüğü gibi her iki numune tipi için kritik boyut belirlendiği halde küp numuneler ve silindirik numuneler arasında tek eksenli basınç dayanım değerinde fark vardır. Bu çalışmayı yapan araştırmacılar, bunun şekil etkisinden kaynaklandığını düşünerek her iki dayanım arasında aşağıdaki eşitliğin Gülşehir kaya tuzu için kullanılmasını önermektedirler.

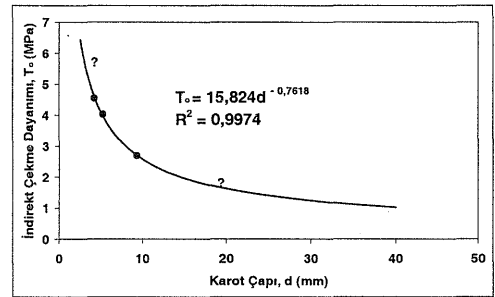
$$[\sigma_c]_{\text{silindirik}} = 0,84 [\sigma_c]_{\text{küp}} \quad [1]$$

5.6 Dolaylı Çekme Dayanımı Deneyi

ISRM (1981) tarafından önerilen dolaylı (Brazilian) çekme dayanımı için 3 farklı çapta deney numuneleri hazırlanmıştır. Gerçekleştirilen deney sonuçları Çizelge 7'de sunulmuştur. Deney sonuçlarının numune çapı ile ilişkisini belirlemek amacıyla Şekil 6 hazırlanmıştır. Bu şekilden görüldüğü üzere çekme dayanımı çapın belli bir değerinden sonra sabitlenmemektedir. Daha geniş bir çap aralığında deneylerin tekrar edilmesi konunun açıklığa kavuşturulması için gerekli olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

Çizelge 7 Brazilian çekme dayanımı sonuçları.

Karot Çapı (mm)	Karot Boy (mm)	Yenilme yükü (kN)	Yenilme dayanımı (MPa)
42	21	6,30±1,43	4,543±0,45
51	27	8,60±1,68	4,023±0,78
93	48	18,7±2,39	2,692±0,29



Şekil 6. Karot çapı ile dolaylı çekme dayanımı değişimi.

5.7 Tek Eksenli Deformabilite Deneyi

Küp ve karot numuneleri için belirlenen kritik boyutlara sadık kalarak bu çalışmada kullanılmak üzere küp numuneler için 100 x 100 x 100 mm boyutlu toplam 2 adet numune ile 93mm çaplı 2 adet karot numunesi hazırlanmış ve 300 tonluk hidrolik pres altında deneye tabii tutulmuştur. Deney esnasında yatay deformasyon için 2 adet, düşey deformasyon için ise 1 adet 0,01 mm hassasiyetli komparatör saati kullanılmıştır. Aynı zamanda yük okumaları ve deformasyon okumaları yapılarak kaya tuzuna ait Elastik modül (E_t , E_s , E_{ort}) ve Poisson oranları (ν_t , ν_s , ν_{ort}) belirlenmiştir. Her iki numune şekline bağlı olarak yapılan deformabilite deneylerinden elde edilen sonuçlar Çizelge 8'de verilirken tipik bir birim deformasyon-gerilme davranışı ise Şekil 7'de sunulmuştur.

Yukarıda verilen Eşitlik 1’de tespit edilen şekil etkisi kendini Çizelge 8’de verilen Elastik Modül ve Poisson oranlarında da göstermiştir. Şekil etkisini yok etmek amacıyla araştırmacılar aşağıdaki Eşitlik 2,3,4,5,6 ve 7’yi önermektedirler.

$$[E_t]_{\text{silindir}} = 2,445 [E_t]_{\text{küp}} \quad [2]$$

$$[E_s]_{\text{silindir}} = 3,138 [E_s]_{\text{küp}} \quad [3]$$

$$[E_{ort}]_{\text{silindir}} = 2,521 [E_{ort}]_{\text{küp}} \quad [4]$$

$$[\nu_t]_{\text{silindir}} = 0,628 [\nu_t]_{\text{küp}} \quad [5]$$

$$[\nu_s]_{\text{silindir}} = 0,917 [\nu_s]_{\text{küp}} \quad [6]$$

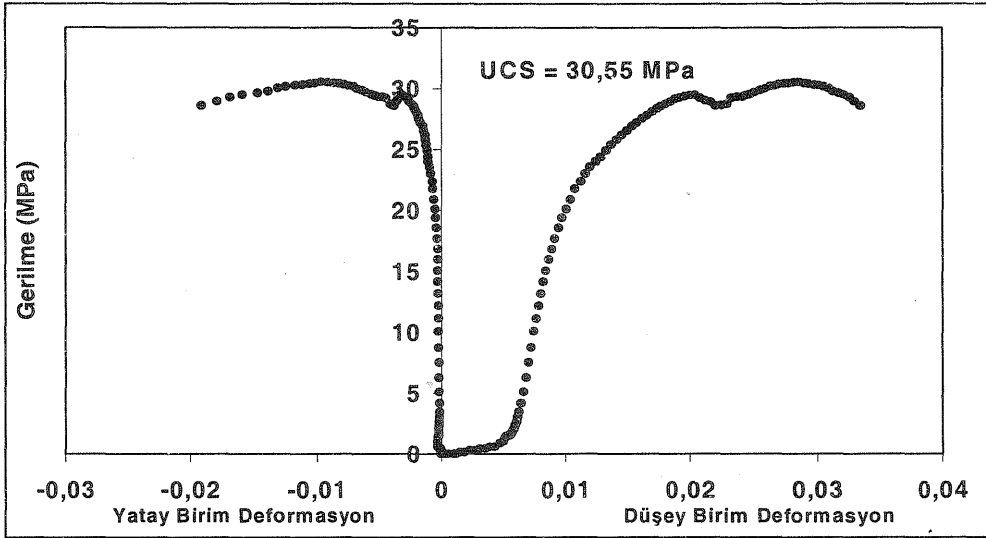
$$[\nu_{ort}]_{\text{silindir}} = 0,621 [\nu_{ort}]_{\text{küp}} \quad [7]$$

Eşitlik 2, 3 ve 4’de görüldüğü gibi Elastik modüller arasında 2,5-3 kat fark varken Poisson oranlarında bu oranın 0,6-0,9 arasında olduğu tespit edilmiştir. Benzer ilişkilerin Çankırı kaya tuzu için geliştirilmiş olması dikkat çekmiştir (Özkan ve Düzyol, 2004).

5.8. Tek Eksenli Yük Artırma ve Boşaltma Deneyi

Bu çalışma için hazırlanan 2 adet silindir numune üzerinde yenilme dayanımının sırasıyla ilk önce % 25’ine kadar yük artırılmış ve sonrasında yük düşürülmüş daha sonra ise aynı numune üzerinde yük artışı kırılma dayanımının % 50 sine kadar olmuş ve yük boşaltılmıştır. Aynı işlem kırılma yükünün %75’i için tekrar edilmiş ve sonuçta en son safhada numune üzerine tatbik edilen yük değeri kırılıncaya kadar devam etmiştir. Deney esnasında numunedeki yatay ve düşey deformasyon değerleri alınmış ve analiz edilmiştir.

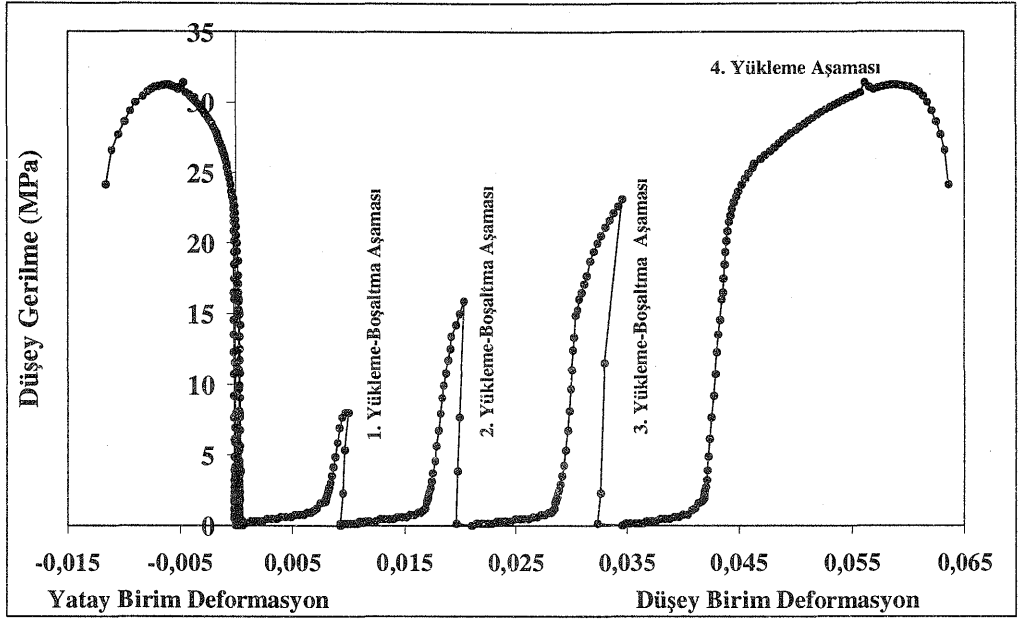
Deney sonucunu gösteren tipik bir grafik Şekil 8’de sunulmuş ve dört farklı yükleme seviyesinden elde edilen Elastik Modül (E_t) ve Poisson Oranları (ν_t)’ye ise Çizelge 9’da verilmiştir. Çizelge 9’da görüldüğü gibi numune üzerinde etkin hale getirilen gerilme büyüklüklerine bağlı olarak farklı farklı Elastik Modül ve Poisson Oranları elde edilmiştir. Bu değerlerin önce arttığı daha sonra ise düştüğü görülmüştür.



Şekil 7. Karot şeklinde hazırlanmış (d=93mm) kaya tuzu numunesine ait tipik bir birim deformasyon-gerilme davranışı

Çizelge 8. Kaya tuzuna ait Elastik Modül ve Poisson oranı değerleri.

Num. Tipi	#	Numune Boyutu			Yenilme Dayanımı (MPa)	Elastik Modül (GPa)			Poisson Oranı		
		a (mm)	d (mm)	l (mm)		E_t (GPa)	E_s (GPa)	E_{ort} (GPa)	ν_t	ν_s	ν_{ort}
küp	2	100	-	-	36,84 ±2,14	1,37 ±0,20	0,70±0,04	1,49 ±0,09	0,39±0,10	0,06 ±0,006	0,29 ±0,03
karot	2	-	93	255	31,88 ±2,14	3,35±1,25	2,197±0,57	3,756 ±0,84	0,245±0,23	0,055±0,02	0,18±0,05



Şekil 8. Çap değeri 93mm olan kaya tuzuna ait tek eksenli yük artırma-boşaltma ile birim deformasyon gerilme ilişkisi.

Çizelge 9. Karot şeklinde hazırlanmış bir kaya tuzu numunesi üzerinde tek eksenli yük artırma-boşaltma deneyi yardımıyla yük artırma aşamalarından hesaplanan Elastik modül (E_t) ve Poisson Oranları (ν_t)

Numune Tipi	Boyut (mm)	1. Aşama Gerilme Değeri ($0,25 \sigma_c$)		2. Aşama Gerilme Değeri ($0,50 \sigma_c$)		3. Aşama Gerilme Değeri ($0,75 \sigma_c$)		4. Aşama Gerilme Değeri (σ_c)	
		(E_t)y (GPa)	(ν_t)y	(E_t)y (GPa)	(ν_t)y	(E_t)y (GPa)	(ν_t)y	(E_t)y (GPa)	(ν_t)y
silindirik	93	4,48	0,011	6,22	0,032	13,59	0,167	9,67	0,039

6 SONUÇLAR

Yaklaşık bir yıldır süren bu çalışmanın ayrıntıları yukarıda şekiller ve çizelgeler ile desteklenerek sunulmuştur. Elde edilen kaya tuzuna ait mekanik sonuçlar şu şekilde özetlenebilir;

1. Kaya tuzuna ait tabii yoğunluk $2,13 \text{ gr/cm}^3$, suya doymuş yoğunluk $2,18 \text{ gr/cm}^3$ gözeneklilik $\%0,97$ ve etkili porozite ise $\%4,07$ olarak belirlenmiştir.
2. Arazideki eski topuklarda gerçekleştirilen nokta yükleme indeks dayanımı $0,43 \text{ MPa}$ iken bakır sahadan elde edilen $I_{s(50)}$ değerinin de $0,42 \text{ MPa}$ olduğu görülmüştür.
3. Yeraltı maden ocağında mevcut olan eski topuklarda Schmidt çekici ile gerçekleştirilen yüzey sertlik deney sonucunun 33 iken bakır sahada yapılan deneylerden elde edilen yüzey sertlik değerinin de 33 olduğu görülmüştür.

4. Normal oda sıcaklığındaki çeşme suyunda yapılan suda dağılma dayanımı $\%1$ 'in altında iken deneyin yapıldığı suyun tuz içeriği artırıldıkça kaya tuzunda oluşan eriyerek aşınmanın azaldığı görülmüştür. Bunun için R^2 değeri $0,97$ olan aşağıda ifade edilen eşitlik bulunmuştur (Şekil 4).

$$I_{d2} = 4,44 + 75,11(1 - \exp(-\text{tuz çözelti içeriği}/48))$$
5. Tek eksenli basınç dayanımı ve deformabilite deneylerinde kullanılacak küp numunelerin kritik boyutu 90 mm olarak belirlenirken karot numuneler için bu değer 80 mm olduğu tespit edilmiştir. Aşağıda sunulan R^2 değerleri $0,99$ olan iki eşitlik tespit edilmiştir (Şekil 2,3).

$$UCS_{(küp)} = 37,3645 * (1 - \exp(-\text{Boyut}/2,4468))$$

$$UCS_{(karot)} = 30,645 * (1 - \exp(-\text{Boyut}/1,8011))$$
6. Üç farklı çapta hazırlanan karot numuneleri üzerinde yapılan ultrasonik ses geçirgenlik deneyleri sonucunda Gülşehir kaya tuzuna ait

kritik çapın bulunmasında yararlanılabilecek bir eşitlik bulunmuştur (Şekil 5).

$$V=4,185(1-\exp(-a/0,00126)) \quad (R^2=0,99)$$

$$V=4,107(1-\exp(-v/0,000142)) \quad (R^2=0,99)$$

7. Belirlenen kritik boyuta sadık kalarak küp numuneler üzerindeki tek eksenli basınç dayanımı sonucu 36,84 MPa çıkarken kritik çap belirlendikten sonra ISRM (1981) standartlarına göre hazırlanmış silindirik numuneler üzerindeki tek eksenli basınç dayanımı sonucu 31,88 MPa olarak bulunmuştur. Her iki değer arasındaki farkın şekil etkisinden (Eşitlik 1) kaynaklandığı düşünülmektedir (Çizelge 6).
8. ISRM (1981) tarafından önerilen boy/çap oranlarına sadık kalarak farklı çaplarda hazırlanan numuneler üzerinde gerçekleştirilen dolaylı çekme dayanımı (Brazilian) deneylerinde, çekme dayanım değerlerinin belirli bir çap değerinden sonra bile sabitleşmediği belirlenmiştir (Şekil 6). Bu konuda deney sayısının artırılarak çalışmaların devamı gerekmektedir.
9. Küp numuneler üzerindeki deformabilite deneylerinden $E_t=1,37$ GPa ($E_s=0,70$ GPa ve $E_{ort}=1,49$ GPa) ve $\nu_t=0,39$ ($\nu_s=0,06$ ve $\nu_{ort}=0,29$) olarak bulunmuştur. ISRM (1981) standartlarına göre ise hazırlanmış 93mm çaplı silindirik numuneler üzerindeki deformabilite deneylerinden $E_t=3,35$ GPa ($E_s=2,197$ GPa ve $E_{ort}=3,756$ GPa) ve $\nu_t=0,245$ ($\nu_s=0,055$ ve $\nu_{ort}=0,18$) olarak bulunmuştur. Poisson oranları göreceli olarak birbirlerine yakın iken her iki numune tipi için Elastik Modül değerleri arasında belirgin bir farklılığın olduğu tespit edilmiştir. Bu farklılığın şekil etkisinden kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu etki değerlerinin E_t , E_s ve E_{ort} için sırasıyla 2,445; 3,138 ve 2,521 olduğu belirlenmiştir.
10. Yenilme dayanımının %25'i % 50'si, % 75'i ve % 100 değerlerine kadar aynı karot numune üzerinde gerçekleştirilen yük artırma ve boşaltma deneyleri neticesinde tanjant Elastik Modül değerlerinin sırasıyla; 4,48 GPa; 6,22 GPa; 13,59 GPa ve 9,67 GPa olduğu belirlenmiştir. Poisson değerlerinin ise 0,011; 0,032; 0,167 ve 0,039 olduğu hesaplanmıştır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın bir bölümünün gerçekleştirildiği maden ocağındaki tüm çalışmalara destek veren Yavuz Mermer Madencilik A.Ş. firma yetkililerine teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Assis, A. de Pacheco 1990, "A Method for Evaluating Transient Creep", Ph.D. Dissertation, University of Alberta, Canada.
- Baar, C.A., 1977, Applied Salt-Rock Mechanics 1, "The in-situ Behaviour of Salt Rocks", New York, pp.294
- Dreyer, W., 1972, The Science of Rock Mechanics, Part I, "The Strength Properties of Rock", Trans Tech Publication, Clausthal-Zellerfeld.
- Filimonov, Y.L., Lavrov, A.V., Shafarenko, Y.M. and Shkuratnik, V.L., 2001, "Memory Effects in Rock Salt Under Triaxial Stress State and Their Use for Stress Measurement in a Rock Mass", Rock Mech. Rock Engng., vol.34, pp.275-291.
- Hansen, F. D., and Mellegard, K. D., 1980, "Creep of 50-mm Diameter Specimens of Some Salt from Aver Island", Louisiana, RE/SPEC ONWI-104.
- Haupt, M., 1991, "A Constitutive Law for Rock Salt Based on Creep and Relaxation Tests", Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.24, pp 179-206.
- Heard, H.C., 1972, "Steady-state Flow in Polycrystalline Halite at Pressure of 2 Kilobars", Flow and Fracture of Rock, Agu., Washington, pp 191-209.
- Hunsche, U. and Hampel, A., 1999, "Rock-salt - The Mechanical Properties of The Host Rock Material for a Radioactive Waste Repository", Engineering Geology, vol.52, pp.271-291.
- Hunsche, U., 1993, "Effect of Humidity and Confining Pressure on Creep of Rock Salt", 3rd Conference of Mechanical Behavior of Salt, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, pp 237-247.
- ISRM, 1981, "Rock Characterization Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods", International Society for Rock Mechanics, 211 p.
- Jeremic, M.L., 1994, "Rock Mechanics in Salt Mining", Canada, p.530.
- Kayakıran, S., Yılmaz, Ş. ve Uygun, A., 1985, Tuzköy kaya tuzlaşımın (Nevşehir-Gülşehir) Jeolojik etüd ve rezerv raporu, MTA, Ankara.
- Kwon, S. and Wilson, J.W., 1999, "Deformation Mechanism of the Underground Excavations at the WIPP Site", Rock Mechanics and Rock Engineering, vol.32, pp.101-122.
- Le Comte, 1965, "Creep in Rock Salt", J. Geology, Vol. 73, pp 43-51.
- Leite, M., H., 1998, "Experimental and Numerical Evaluation of Stress Redistribution in Thick-walled Rock Salt Cylinders", Inter. J. Rock Mechanics and Mine Sciences, Vol. 55, No. 3, pp 367-383.
- Lux K. H. and Heusermann, S., 1983, "Creep Tests on Rock Salt with Changing Load as a Basis for Verification of Theoretic Material Laws", Proc. 6th International Symp. On Salt Eds. B.C. Schreiber and Harner.H.L. The Salt Institute, Alexandria, USA, Vol. 1, pp 417-435.
- Munson, D.E., 1997, "Constitutive Model of Creep in Rock Salt Applied to Underground Room Closure", International Journal of Rock Mechanics and Mineral Science, vol.34, no.2, pp.233-247.
- Özarlan, A. ve Gerçek, H., 2002, "Doğal Gaz Depolama Amaçlı Tuz Çözültü Açıklıklarının Tasarımında Bazı Önemli Hususlar", VI. Bölgesel Kaya Mekniği Sempozyumu, Konya, s 267-274.
- Özkan, İ. ve Düzyol, S., 2004, "Kaya tuzu üzerinde bazı mühendislik tasarım parametrelerinin belirlenmesi-Determination of some engineering design parameters on

- rock salt", VII. Bölgesel Kaya Mekznığı Sempozyumu, Sivas, s 67-76.
- Slizowski, K., Janeczek, J. and Przewlocki, K., 2003, "Suitability of Salt-Mudstones as a Host Rock in Salt Domes for Radioactive-Waste Storage", *Applied Energy*, vol.75, pp.119-128.
- Stocke, K. and Horchert, H., 1936, "Fligrenzen von Salzgesteinen und Salztektonik", *Kali*, 20, pp 191-194.
- Stormont, J. C. and Daemen J. J. K, 1990, "Changes in Rock Salt Permability due to Nearby Excavation", *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*, Ed, Roegiers, Balkema, pp 899-907.
- Wawersik W. R., and Hannum D.W., 1980, "Mechanical Behavior of New Mexico Rock Salt in Triaxial Compression Up to 200 °C", *Journal of Geophys. Res.* B85, pp 891-900.
- Weidinger, P., Hampel, A., Blum, W. and Hunsche, U., 1997, "Creep Behaviour of Natural Rock Salt and Its Description with The Composite Model", *Materials Science & Engineering*, vol. A234-236, pp.646-648.
- Yang, C., 2000, "Time-Dependent Behavior of Rock Salt Experimental Investigation and Theoretical Analysis", PhD Tesis, *Universty of Nevada*, Reno, p.202.
- Yang, C., Daemen, J.J.K. and Yin, J.H., 1999, "Experimental Investigation of Creep Behaviour of Salt Rock", *Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol.36, pp.233-242.

Kaliçilerin mikromorfolojik ve fiziko-mekanik özellikler arasındaki ilişkinin incelenmesi

Investigation of relationship between micromorphological and physical-mechanical properties of caliche

İsmail Dinçer & Altay Acar

Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 01330, Balcalı, Adana

Suphi Ural

Çukurova Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 01330, Balcalı, Adana

ÖZET: Kurak ve sıcak (arid ve semi-arid) bölgelerde özellikle killi-kalkerli tortul istiflerin aşınma yüzeylerinde kalkerli karasal bir örtü oluşmaktadır. Kaliçi olarak adlandırılan bu birim, hardpan ve softpan olmak üzere iki farklı seviyeden oluşmaktadır. Hardpan seviyesi çok düşük dayanımlı kayaç özellikleri sahip olup, Çukurova bölgesinde yaygın olarak gözlenmektedir. Ayrıca, kaliçiler eski binalarda yapı taşı olarak kullanılması ve birçok yeni yapılaşma alanı içinde temel zemini olmasından dolayı son yıllarda bölgede tartışılan bir malzeme olarak karşımıza çıkmaktadır. Kaliçilerin mikromorfolojik özelliklerin fiziko-mekanik özellikler üzerine etkisi ortaya koymak için Çukurova bölgesinde gözlenen kaliçi mostralarından farklı 13 noktadan alınan blok numunelerin fiziko-mekanik özellikleri belirlenmiştir. Bunun yanı sıra hazırlanan ince kesitlerde gözlenen mikromorfolojik özelliklerine göre her blok numune için mikromorfolojik indeks (MI) tanımlanmıştır. İstatistiksel analiz yöntemleri kullanılarak, mikromorfolojik indeks (MI) ile fiziko-mekanik özellikleri karşılaştırılmış ve tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) için önerilen pratik bir tahmin modelleri önerilmiş ve bu modellerde mikromorfolojik indeksi performansı değerlendirilmiştir. Buna göre, tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS), ortalama elastisite modülü (E_{av}), P-dalga hızı (V_p) ve nokta yük dayanımı ($Is_{(50)}$) ile mikromorfolojik indeks (MI) arasında kuvvetli doğrusal bir ilişki olduğu belirlenmiştir. Bu sonuç, kaliçilerde fiziko-mekanik parametrelerin mikromorfolojik özellikler tarafından kontrol edildiğini düşüncesini doğrulamaktadır.

ABSTRACT: Subaerial deposits form in arid and semiarid regions, especially on erosional surfaces of clayey calcareous sedimentary sequences. This cover is called as caliche which consists of two different levels as hardpan and softpan. The hardpan level has very low strength rock properties and it is observed commonly in Çukurova region. In addition to this, the hardpan level was used as dimension stone in the historical buildings and it has also widely formed foundations of new buildings area. Therefore, the hardpan is very controversial material for the region, recently. Block samples were taken from 13 different locations in caliche outcrops occurring in the southern part of Turkey to identify and discuss effects of micromorphological properties on engineering properties of caliches. For this purpose, some physico-mechanical properties of caliche were determined and based on their micromorphological properties which were observed in thin section, micromorphological index (MI) was identified for each block sample. Using the statistical analysis techniques, micromorphological index (MI) was correlated with physico-mechanical properties, and an attempt was made to suggest practical predictive models for uniaxial compressive strength (UCS) and performance of these models were evaluated. Based on these correlations, there are strong linear relationships among uniaxial compressive strength (UCS), P-wave velocity (V_p), average Young's modulus (E_{av}) and point load strength index ($Is_{(50)}$) with the micromorphological index (MI). This result suggested that physico-mechanical parameters of the caliche are controlled by micromorphological properties.

1 GİRİŞ

Bazı kayaçlara ait mekanik ve indeks özelliklerin petrografik özelliklerinden önemli derecede etkilendiğini bilinmektedir. Söz konusu özellikler arasındaki ilişkiler oldukça karmaşık olup, petrografik özelliklerin etkisi farklı araştırmacılar

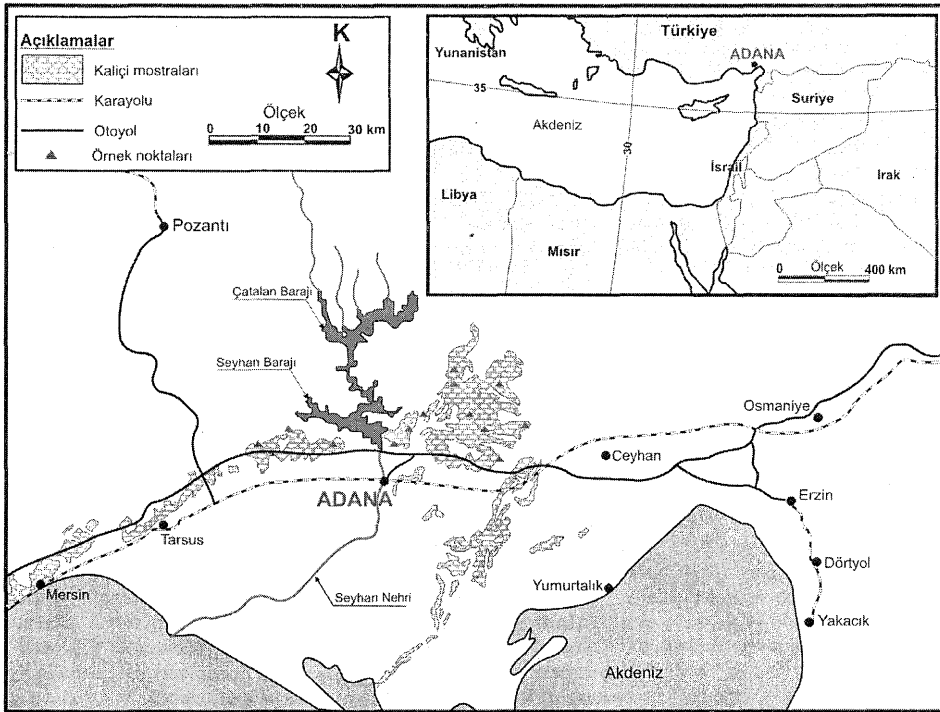
incelenmiştir (Zorlu vd. 2004; Tuğrul ve Zarif, 1999; Koncağül ve Santi, 1999; Ulusay vd. 1994; Shakoov ve Bonelli, 1991). Tuğrul ve Zarif (1999) seçilen granit örneklerinin petrografik özellikleri ile mekanik, fiziko-indeks özelliklerini karşılaştırmışlar ve mekanik özellikler üzerinde dokusal özelliklerin

mineralojik özelliklerden daha etkili olduğunu belirtmişlerdir. Zorlu vd., (2004) ve Ulusay vd., (1994) de kumtaşları üzerinde yaptıkları çalışmalarda mekanik özelliklerin yapısal-dokusal özellikler tarafından kontrol edildiği sonucuna varmışlardır.

Çalışmanın konusu oluşturan kaliçiler Çukurova bölgesinde yaygın olarak gözlenmekte olup, ikincil karbonat oluşumdur. Yılmaz ve Smith., (1992) tarafından, kurak ve yarı-kurak (arid ve semi-arid) bölgelerde özellikle killi kalkerli tortul istiflerinin aşınma yüzeylerinde oluşan karasal örtü olarak tanımlanan kaliçiler ülkemizin güneyinde otoyol çalışmaları sırasında kazı yamaç duraylılığını, dolgu malzemesi duraylılığını ve yol yapılarındaki zemin duraylılığını olumsuz bir şekilde etkilemiş ve otoyol inşası sırasında incelenen olası kaymaların % 90 kaliçi veya kaliçiden türeyen kolüvyonal çökeller içerisinde bulunduğu belirtilmiştir. Ayrıca eski yapılar da yapıtaşı olarak kullanılması ve bölgede yoğun bir şekilde temel zemin olarak karşımıza

çıkmasından dolayı bölge için tartışılan bir malzeme olmuştur.

Çalışmanın amacı; kaliçilerin sahip oldukları kimyasal, mineralojik ve mikromorfolojik özelliklerin fiziko-mekanik özellikleri üzerine etkisinin tek veya çok değişkenli regresyon analizleri kullanılarak belirlenmesidir. Bu amaç için Çukurova bölgesindeki kaliçiler içerisindeki 13 farklı lokasyondan blok numuneler alınmıştır (Şekil 1). Öncelikle alınan tüm blokların kimyasal, mineralojik ve fiziko-mekanik özellikleri ilgili laboratuvar deneyleri yapılarak belirlenerek aralarındaki ilişkiler araştırılmıştır. Daha sonra birçok araştırmacının belirttiği gibi mekanik özellikler üzerinde dokusal ve yapısal faktörlerin mineralojik faktörlerden daha etkili olduğu düşüncesinden yola çıkarak kaliçiler üzerinde mikromorfolojik incelemeler yapılmıştır. Elde edilen mikromorfolojik özellikler ile fiziko-mekanik özellikler arasındaki ilişkiler bu çalışmada tartışılmıştır.



Şekil 1. Örnek lokasyonları

2 BULGULAR VE TARTIŞMA

2.1 Kimyasal bileşim ve mineraloji

Mineral tipini ve yüzde miktarını belirlemek için 7 örnek üzerinde X-ray difraksiyon analizleri

yapılmıştır. Buna göre hâkim mineral tipi kalsit olup, %88.2 - %98.7 aralığında değişmektedir. Aynı zamanda çok düşük oranda (%1.8 - %11.8) kuvars mineralinin varlığı tespit edilmiştir (Çizelge 1). Kimyasal analiz sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir.

olup, buna göre CaCO_3 %83.43 - %96.06 aralığında değişirken SiO_2 ise %0.70 - %11.74 arasında değişmektedir. SiO_2 oranı kalicilerin bünyesinde bulundurdıkları silis kökenli çakıl oranına göre değişiklik göstermektedir.

Çizelge 1 örneklere ait kimyasal ve mineralojik özellikleri

Örnek No	Kimyasal analiz (%)				X-ray difraksiyon	
	CaCO_3	Fe_2O_3	Al_2O_3	SiO_2	% Kuvars	% Kalsit
KL-01	92.58	0.35	0.0130	3.53	3.00	97.00
KL-02	92.34	0.20	0.0046	1.90	--	--
KL-03	96.06	0.15	0.0046	0.70	1.30	98.70
KL-04	94.11	0.27	0.0094	1.52	1.90	98.10
KL-05	94.60	0.24	0.0047	2.46	--	--
KL-06	93.79	0.21	0.0079	2.04	--	--
KL-07	86.05	0.54	0.0141	6.23	2.40	97.60
KL-08	93.31	0.28	0.0075	2.55	--	--
KL-09	84.77	0.33	0.0059	10.85	11.80	88.20
KL-10	83.43	0.25	0.0045	11.74	5.70	94.30
KL-11	94.24	0.27	0.0045	1.90	--	--
KL-12	95.06	0.24	0.0031	1.85	2.30	97.70
KL-13	92.78	0.34	0.0119	2.60	--	---

2.2 Fiziko-mekanik özellikler

Kalicilerin çok düşük dayanımlı kaya özellikleri sunan hardpan seviyelerinden alınan blok örneklerden, örnek alınmasında bazı güçlüklerle sunmasına rağmen, NX ve BX boyutunda karot örnekler hazırlanmıştır. Her bir blok örneğe ait birim hacim ağırlık (γ), görünür porozite (n), Schmidt sıçrama sayısı (R_N), Shore sertliği (SH), p-dalga hızı (V_p), suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi (I_{d2}), nokta yük dayanım indeksi ($I_{s(50)}$), tek eksenli sıkışma dayanımı (UCS) ve ortalama elastisite modülü (E_{av}) ISRM (1981)'e göre belirlenmiştir. Kalicilerin birim hacim ağırlık değerleri 14.96–22.00 kN/m^3 arasında değişirken, görünür porozite değerleri % 16.23–35.49 aralığındadır. Schmidt sıçrama sayısı 14.50–39.80 olarak belirlenirken en yüksek Shore sertliği 22.50 olarak bulunmuştur.

P-dalga hızı ise 1444–375 m/sn arasındadır. Suda dağılmaya karşı duraylılık deney sonuçlarında ikinci döngü sonrası elde edilen indeks (I_{d2}) kullanılmış olup, % 65.36–97.53 aralığında değiştiği gözlenmiştir. En yüksek nokta yük dayanım indeksi ise 1.91 MPa çıkarken en yüksek tek eksenli sıkışma dayanımı ise 9.54 MPa olup, kaliciler çok düşük dayanımlı kaya sınıfında yer almaktadır. Ortalama elastisite modülü ise 0.16–1.29 GPa aralığındadır. Kalıcı örneklerinin elde edilen fiziko-mekanik özellikleri Çizelge 2'de detaylı olarak verilmiştir.

Çizelge 2 Fiziko-mekanik özellikler

Örnek No	UW (kN/m^3)	(R_N)	(SH)	V_p (m/sn)	n (%)	I_{d2} (%)	$I_{s(50)}$ (MPa)	UCS (MPa)	E_{av} (GPa)
KL-01	18.51	28.00	13.54	681	28.12	90.08	1.13	5.63	0.55
KL-02	17.93	24.60	8.58	491	28.44	94.29	0.97	3.37	0.19
KL-03	21.55	27.80	12.13	1146	21.00	97.53	1.25	7.85	0.88
KL-04	14.96	14.50	4.20	375	34.79	65.36	0.53	2.03	0.16
KL-05	19.17	31.40	12.04	509	23.98	92.76	0.96	4.52	0.52
KL-06	18.70	35.40	18.08	1085	26.36	96.92	1.69	6.28	0.68
KL-07	17.32	19.90	8.40	436	31.70	84.82	0.78	2.99	0.19
KL-08	20.33	26.90	11.00	758	24.15	90.52	1.03	6.50	0.82
KL-09	19.84	26.00	11.80	727	23.75	93.52	0.97	4.90	0.63
KL-10	15.37	22.60	10.52	431	35.49	92.36	0.95	2.45	0.19
KL-11	22.00	39.80	22.50	1444	16.23	96.81	1.91	9.54	1.29
KL-12	18.87	22.00	9.60	713	26.73	90.15	0.79	4.32	0.59
KL-13	18.26	27.50	11.46	477	26.23	91.90	0.86	2.65	0.18

UW: birim hacim ağırlık, V_p : P-dalga hızı, R_N : Schmidt sıçrama sayısı, SH : Shore sertliği, n: görünür porozite, I_{d2} : suda yıpranmaya karşı duraylılık indeksi (ikinci döngü), $I_{s(50)}$: Nokta yük dayanım indeksi (MPa), UCS: Tek eksenli sıkışma dayanımı, E_{av} : Ortalama Young Modülü (GPa)

2.3 Fiziko-mekanik özellikler ile kimyasal ve mineralojik özellikler arasındaki ilişkiler

Birim hacim ağırlık, görünür porozite, Schmidt sıçrama sayısı, Shore sertliği, p-dalga hızı, suda yıpranmaya karşı duraylılık indeksi, nokta yük dayanım indeksi, tek eksenli sıkışma dayanımı ve ortalama elastisite modülünden oluşan fiziko-

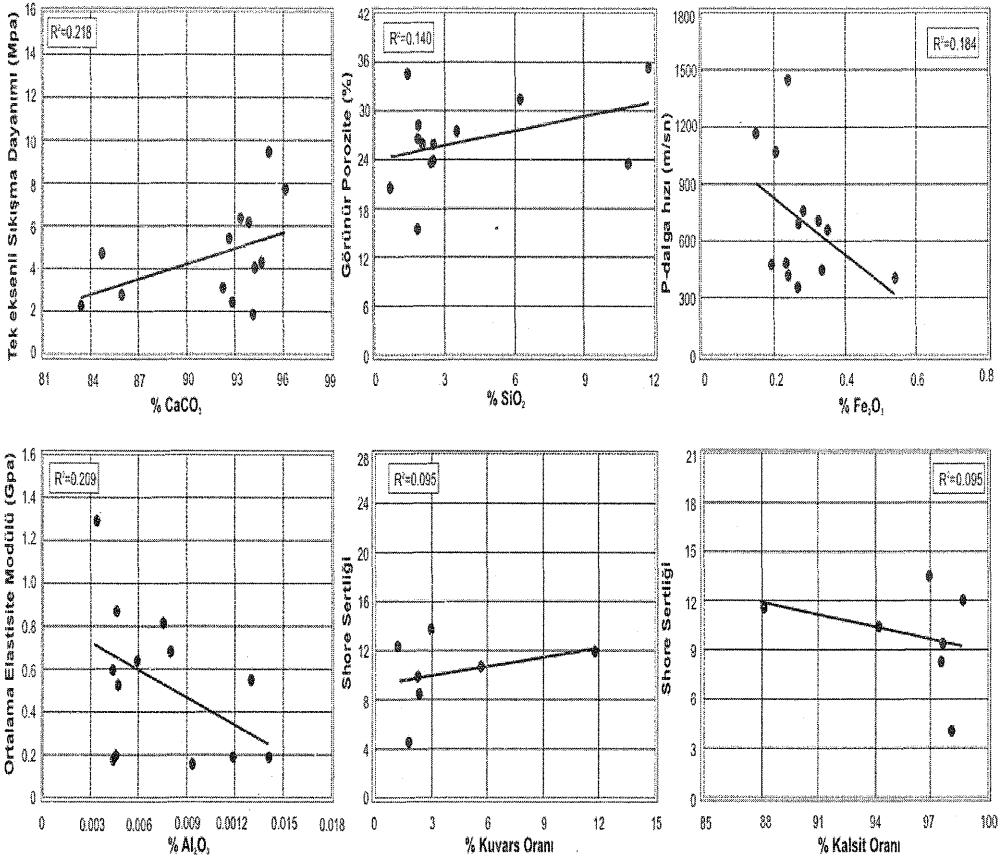
mekanik özellikler ile mineralojik ve kimyasal özellikler arasındaki ilişkiler korelasyon katsayısı göz önünde bulundurularak değerlendirilmiştir. Çizelge 3'te söz konusu özellikler arasında korelasyon katsayıları verilmiştir. İstatiksel açıdan bir ilişkiden bahsetmek için elde edilen korelasyon katsayıları oldukça düşük seviyelerde kalmıştır. Bu

değerlere bakıldığında en yüksek korelasyon katsayısı (R) % CaCO_3 ile tek eksenli sıkışma dayanımı arasında elde edilmiştir. Bunun olası sebebi kalicilerin ana malzemesinin CaCO_3 olması şeklinde açıklanabilir. Şekil 2'de en yüksek korelasyon katsayısının elde edildiği fiziko-mekanik ile kimyasal ve mineralojik arasında ilişkileri göstermektedir. Şekilden görüldüğü üzere bu özellikler arasında istatistiksel açıdan anlamlı bir ilişki söz konusu değildir. Benzer sonuçlara önceki çalışmalar incelendiğinde rastlanmaktadır. Örneğin Koncagül ve Santi (1999), bazı yazarların kuvars içeriği ile tek eksenli sıkışma dayanımı arasında negatif bir ilişki olduğunu öne sürdüklerini, bazılarının ise kuvars oranının tek başına tek eksenli sıkışma dayanımı üzerinde etkili oldukları dair önemli bir korelasyon bulamadıklarını yapmış oldukları çalışmada belirtmişlerdir. Kaliciler açısından durum değerlendirildiğinde ise kimyasal ve mineralojik özelliklerin tek eksenli sıkışma dayanımı üzerinde önemli bir etkililerinin olmadığı

söylenbilir. Bundan dolayı mineral içeriğinin ne olduğundan ziyade minerallerin kaya içinde nasıl yerleştiği daha ön plana çıkmaktadır.

Çizelge 3 Kalicilerin fiziko-mekanik özellikler ile kimyasal ve mineralojik özellikler arasındaki korelasyon katsayıları (R)

Fiziko-Mekanik Özellikler	Kimyasal Özellik (%)				Mineralojik Özellik	
	CaCO_3	Fe_2O_3	Al_2O_3	SiO_2	% Kuvars	% Kalsit
UW (kN/m^3)	0.439	0.279	0.369	0.334	0.110	0.110
RN	0.360	0.354	0.329	0.234	0.273	0.273
SH	0.243	0.252	0.278	0.120	0.308	0.308
Vp (m/sn)	0.438	0.429	0.416	0.324	0.055	0.055
n (%)	0.497	0.332	0.417	0.375	0.165	0.165
I_{42} (%)	0.023	0.321	0.420	0.065	0.306	0.306
$I_{s(50)}$ (MPa)	0.300	0.383	0.339	0.204	0.114	0.114
UCS (MPa)	0.468	0.384	0.320	0.344	0.056	0.056
Eav (GPa)	0.439	0.370	0.458	0.288	0.076	0.076



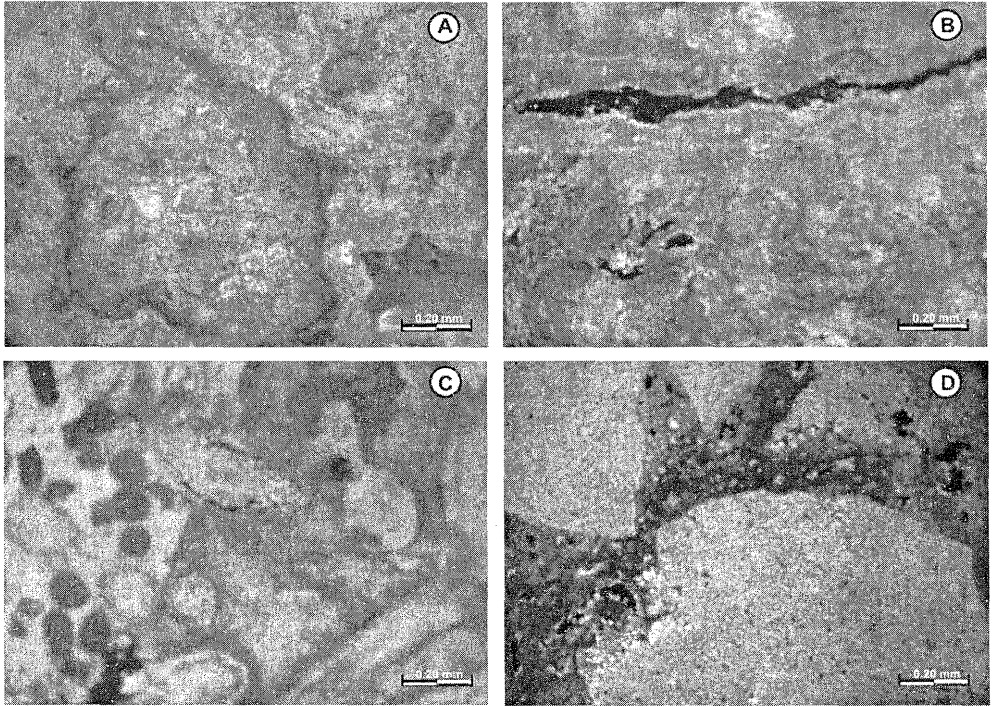
Şekil 2. En yüksek korelasyon katsayısına sahip özellikler arasındaki ilişkiler

2.4 Mikromorfolojik analiz

Daha önceki çalışmalar incelendiğinde, kayaların fiziko-mekanik özellikleri üzerinde mineralojik özelliklerden ziyade yapısal ve dokusal özellikleri karakterize eden petrografik özelliklerin daha etkili olduğu görülmektedir. Bu özellikler kapsamında değerlendirilen petrografik tanımlamalar kalıçiler için daha önceden yapılmamış olup, bu tanımlamaları kalıçiler için yapmak pek mümkün olamamaktadır. Yine önceki çalışmalar değerlendirildiğinde daha çok zeminlerin yapı, doku ve bileşenleri gibi çıplak gözle mikro düzeyde kolaylıkla gözlenebilen özelliklerini açıklamak ve tanımlamak için gerçekleştirilen mikromorfolojik çalışmaların kalıçiler içinde yapıldığı görülmüştür (Klappa, 1979; Magaldi, 1983). Bu çalışmalardan yola çıkarak Çukurova bölgesinde geniş yayılım sunan kalıçiler mikromorfolojik açıdan ele alınmıştır. Kaya mekaniği deneyleri için hazırlanan

karot numunelerinden farklı sayılarda ince kesitler (25x40mm) hazırlanmıştır. Bu kesitler için polarizan mikroskop altında bazı seçilen mikromorfolojik özellikler (mikro-yapı, boşluk, iri tane ve matris) Magaldi (1983), Bullock vd. (1985), Stoops (1988) ve Magaldi ve Tallini (2000)'nin yapmış olduğu tanımlamalar göz önünde bulundurularak değerlendirilmiştir.

Mikro-yapı: Magaldi (1983) kalıçileri mikro-yapı açısından farklılaşmamış (undifferentiated), laminalı (banded), yumrulu (nodular) ve breşik (brecciated) olmak üzere dört farklı grup altında değerlendirmiştir. (1) farklılaşmamış; matris ve diğer yapı elamanları açısından homojen yapıya sahip; (2) laminalı; farklı kristal boyutlarının kendi içinde laminalanmış; (3) yumrulu; temel malzeme birçok yumrudan oluşur; (4) breşik; parçalanmış kabuk ve içerisinde çakıl parçaları içeren düzensiz bir yapıya sahiptir (Şekil 3).



Şekil 3 Kalıçi örneklerinde gözlenen mikro-yapı tipleri (a: farklılaşmamış, b: laminalı, c: yumrulu, d: breşik).

Matriks: kalıçilerin bağlayıcı malzemesi orta veya düşük çimentolanma derecesine sahip kalsit çimentosudur. Kalsit kristallerinin boyutları 2µm-15µm arasında değişmekte olup, tanımlanmasında mikrit, mikrosparit ve sparit sözcükleri

kullanılmaktadır. Kristal büyüklüğü 2µm-4µm arasında değişenlere mikrit, 2µm-10µm arasında olanlara mikrosparit, 10µm'den büyük olanlar ise sparit olarak tanımlanmaktadır (Hema ve Navin, 2004). Buna ek olarak, bazı kalıçi örneklerinde

birden fazla tipe sahip örnekler rastlanmıştır olup, bu özellikte olan örnekler için bu çalışmada kompleks tip terimi kullanılmıştır.

Boşluk: içerişi herhangi bir katı malzeme tarafından doldurulmamış olan boşluklar Stoops'a (1988) göre değerlendirilmiştir.

İri Malzeme: kalıcılar mineral tanesi, kaya parçası ve pedojenik materyal (nodul, organik materyal v.b) olmak üzere üç farklı iri malzeme şekil, boyut ve yüzde oranı açısından değerlendirilmiştir.

2.5 Mikromorfoloji

Yumrulu, farklılaşmamış ve breşik bir yapı sunan kalıcı örnekleri açık sarı-krem renkte olup, kaya renk tablosuna göre 10YR 8/2, 5YR 5/6, 5YR 8/6, 10YR 7/4, 10YR 8/6 ve 10YR 5/4 olarak tanımlanmıştır. Genellikle koyu renkli mikrit ve mikrosparit kalsit çimento kalıcıların ana malzemesini oluşturmaktadır. Bazı örneklerde mikrosparit ve sparit boşluklar içerisini doldurmuş olarak gözlenmektedir. Mikrit ve mikrosparit arasında sınır testere dişi şeklinde olup, bu durum mikrit ve sparit arasındaki sınır boyunca daha açık bir şekilde gözlenmektedir. Bazı örneklerde gözlenen yumrular koyu gri renkte olup, mikro kalsit kristalleri içinde düzensiz bir şekilde gözlenmektedir. İnce kesitlerde farklı tip ve şekillerde boşluklar odacık, basit paketlenme boşlukları, kanallar ve hücreler şeklindedir (Şekil 4). Boşlukların kenarları pürüzlü-dalgalı olup, birbirleri ile uyumluluk ve paralellik sunmamaktadırlar. Bazı örneklerde boşlukların oranı % 50'ye kadar çıkabilmektedir. Kaba ince oranı (c/f) açısından bakıldığında, porfiritik yapıda olup, yakın-çift-açık boşluklu porfiritik yapı olarak tanımlanmıştır.

Matriks içerisinde yayılmış halde köşeli kuvars, çört, volkanik ve kireçtaşı parçaları gözlenmiştir. Genellikle bunların boyutları 5µm-1000µm arasında değişmekte olup, nadiren daha iri tanelere (>1000µm) rastlanmıştır (Şekil 4).

Ayrıca Çizelge 4'te incelenen örneklerin yarı-nümerik mikromorfolojik özellikleri verilmiştir. Bazı örneklerde yerel olarak laminalı yapı gözlenmesine rağmen hiçbir örnekte genel yapıyı karakterize edecek düzeyde değildir. Ayrıca breşik yapıda kendi içinde breşik ve tane desteli breşik olmak üzere iki farklı şekilde değerlendirilmiştir. Çünkü bu iki tip fiziko-mekanik davranışlar açısından bakıldığında birbirinden farklı özellikler göstermektedir.

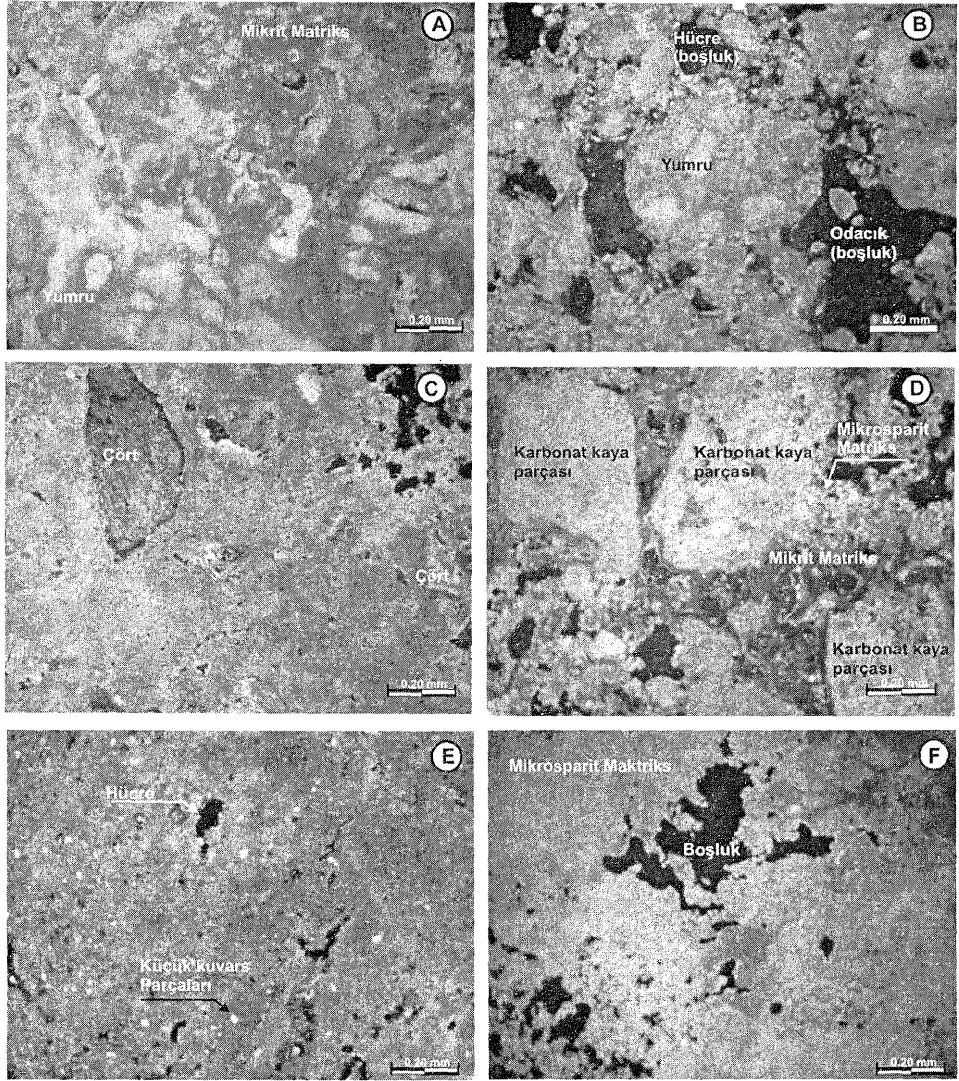
2.6 Fiziko-mekanik ile mikromorfolojik özellikler arasındaki ilişkiler

Mikromorfolojik özellikler ile fiziko-mekanik özellikler arasındaki ilişkiyi araştırmak üzere çizelge 2'de verilen laboratuvar verilerinden yararlanarak her bir mikromorfolojik parametre için ortalama değerler elde edilmiştir. Şekil 5'te mikro-yapı ve matriks tipine göre ortalama fiziko-mekanik özelliklerin değişimi verilmiştir.

Şekil 5'de görüldüğü üzere farklılaşmamış olarak tanımlanan kalıcı örnekleri diğer tiplere göre daha yüksek ortalama değerlere sahiptir. Fakat bu tip örnekler sadece suda yıpranmaya karşı duraylılık indeksi için tane destekli breşik olarak tanımlanan örneklerle benzerlik sunmaktadır. Mikro-yapı açısından bakıldığında en yüksek değere farklılaşmamış tip daha sonra sırasıyla tane destekli breşik, breşik ve yumrulu olarak tanımlanan örnekler sahiptir. Bu sıralama tüm

Çizelge 4 Mikromorfolojik özellikler

Örnek No	Mikro-yapı	Boşluk		İri Tane		Matriks (Bağlayıcı)
		Boyut (µm)	Oran (%)	Boyut (µm)	Oran (%)	
KL-01	Farklılaşmamış	100-500	<5	50-100	5-15	Kompleks
KL-02	Yumrulu	500-1000	15-30	<50	<5	Mikrosparit
KL-03	Farklılaşmamış	<50	15-30	<50	<5	Sparit
KL-04	Yumrulu	100-500	30-50	100-500	<5	Mikrit
KL-05	Breşik	500-1000	15-30	50-100	5-15	Mikrit
KL-06	Breşik (Tane destekli)	50-100	<5	50-100	15-30	Mikrosparit
KL-07	Breşik	100-500	5-15	500-1000	30-50	Mikrit
KL-08	Farklılaşmamış	500-1000	<5	<50	<5	Kompleks
KL-09	Breşik (Tane destekli)	100-500	5-15	500-1000	15-30	Mikrit
KL-10	Yumrulu	50-100	30-50	<50	<5	Mikrit
KL-11	Farklılaşmamış	100-500	5-15	<50	<5	Kompleks
KL-12	Breşik (Tane destekli)	100-500	15-30	>1000	30-50	Mikrit
KL-13	Yumrulu	100-500	15-30	100-500	15-30	Mikrit



Şekil 4. Kaliçi örneklerine ait ince kesit görüntüleri

fiziko-mekanik özellikler için aynı olduğu açık bir şekilde görülmektedir. Bu durumu kaya mekaniğinde en önemli parametrelerden biri olan tek eksenli sıkışma dayanımı açısından ele aldığımızda, gerilmeler kırık, boşluk, yumru ve iri tane gibi bileşenlerin kenarları boyunca odaklanacaktır. Eğer kayaç içerisinde bu bileşenler yoğun bir şekilde gözleniyorsa, kayaç düşük gerilme koşullarında kolaylıkla yenilebilir. Bundan dolayı farklılaşmamış olarak tanımlanan homojen yapı örnekler yüksek tek eksenli sıkışma yüklerine karşı koyabilirken breşik yapıda olanlar benzer davranışı gösterememektedirler. Fakat bazı breşik örnekler

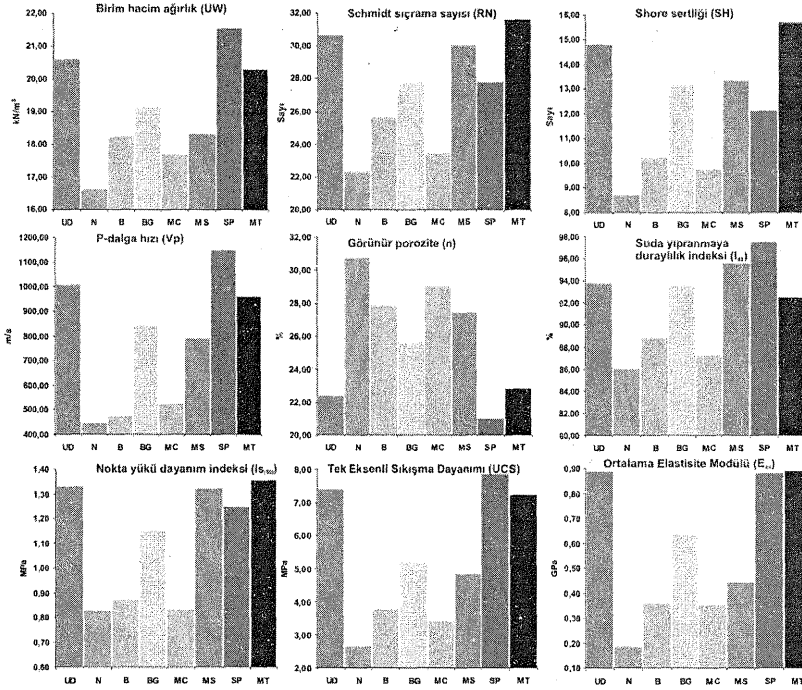
daha yüksek bir mukavemete sahiptirler bunun olası sebebi, tane destekli olması yani içerisinde bulundurduğu tanelerin birbiri ile temas halinde bulunmasıdır. Uygulanan dış yükler iskelet yapıyı oluşturan bu tanelerin geniş kontak yüzeylerinde dağılırlar ve uygulanan yük taneler tarafından karşılanır. Bu durum örneklerde mukavemetin artmasına sebep olmaktadır.

Kaliçiler mikrit, mikrosparit ve sparit kalsit matriksten oluşmaktadır. Matriks tipine göre ortalama fiziko-mekanik özellikler Şekil 5'te verilmiştir. Genel olarak bakıldığında mikrit matrikse sahip örnekler daha düşük ortalama

değerlere sahiptirler. Diğer matris tipleri ortalama fiziko-mekanik değerleri ise deney tipine göre değişiklik sunmaktadır. Tek eksenli sıkışma dayanımı göz önüne bulundurulduğunda sparit matris mikrit matristen daha yüksek sıkışma yüklerine karşı koyabilmektedir.

Yüksek porozite değerlerine sahip kalıçilerin mikromorfolojik incelemelerinde aşırı boşluklu bir yapıya sahip oldukları net olarak gözlenmiştir.

Önceki çalışmalar incelendiğinde porozitenin dayanımı ve buna bağlı diğer özellikleri olumsuz yönde etkilediği bilinmektedir (Price, 1960; Dube ve Singh, 1972). Benzer şekilde Çizelge 2 ve 4 karşılaştırıldığında kalıçilerde de yüksek boşluk oranına sahip örneklerde düşük tek eksenli sıkışma dayanımları elde edilmiş olup, bu durum hemen hemen tüm fiziko-mekanik özellikler için söylenebilir.



Şekil 5. Mikro-yapı ve matris tipine ortalama fiziko-mekanik değerlerin değişimi (UD: farklılaşmamış, N: yumrulu, B: breşik, BG: tane destekli breşik, MC: mikrit, MS: mikrosparit, SP: sparit, MT: kompleks tip).

2.7 Mikromorfolojik İndeks (MI)

Buraya kadar yapılan değerlendirmeler göz önünde bulundurulduğunda kalıçilerin fiziko-mekanik özellikleri ile mikromorfolojik özellikleri arasında bir ilişkinin varlığı açık bir şekilde görülmektedir. Bu ilişkiyi sayısal olarak ifade edebilmek için önceki bölümde bahsedilen dört mikromorfolojik parametre seçilerek, değişen aralıklarda ve derecelendirmede gruplanmıştır. Benzer bir değerlendirme, Magaldi ve Tallini (2000) tarafından daha önce zeminlerin gelişimi ve ayrışma derecesini değerlendirmek amacıyla yapılmış olup, kalıçiler için kolaylıkla tanımlanabilen bazı mikromorfolojik özelliklerin değerlendirmeye ilave edilmesi ve kalıçiler için tanımlanamayan diğer bazı özelliklerin değerlendirme dışı bırakılması ile yeniden

düzenlenerek bu çalışmada mikromorfolojik indeks (MI) olarak kullanılmıştır. Derecelendirmede, tanımlamaların yanı sıra boşluk ve iri malzeme yüzde oran ve boyut açısından modal analiz sonuçlarına göre yapılmıştır (Çizelge 5). Mikro-yapı için 2–6, boşluk ve iri malzeme için 1–5, matris için ise 1–3 arasında değişen puanlar kullanılmıştır. Buna göre kalıçiler için mikromorfolojik yapıyı karakterize eden 7–29 arasında değişen mikromorfolojik indeks (MI) elde edilebilir. Puanlamada bir önceki bölümde değinilen fiziko-mekanik ve mikromorfolojik parametreler arasındaki pozitif ve negatif ilişkiler göz önünde bulundurulmuştur. Örneğin en yüksek ortalama fiziko-mekanik özelliklere sahip farklılaşmamış mikro-yapıya en yüksek puan verilirken breşik

mikro-yapıya en düşük puan verilmiştir. Çizelge 5'te verilen mikromorfolojik değerlendirme tablosu ve Çizelge 4'te verilen yarı nümerik mikromorfolojik veriler kullanılarak tüm örnekler için mikromorfolojik indeks (MI) elde edilmiştir. Buna göre MI değerleri 14 ile 29 arasında değişmektedir (Çizelge 6).

Önerilen mikromorfolojik indeks ile fiziko-mekanik özellikler arasındaki ilişki olup olmadığını

araştırmak üzere regresyon analizleri yapılmıştır. Aralarındaki korelasyon katsayıları göz önünde bulundurulduğunda suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi hariç tüm fiziko-mekanik özellikler ile mikromorfolojik indeks arasında yüksek korelasyon katsayıları elde edilmiştir. Özellikle MI ve UCS, MI ve Vp, MI ve Eav arasında istatistiksel açıdan anlamlı sayılabilecek korelasyon katsayıları elde edilmiştir (Çizelge 7).

Çizelge 5 Mikromorfolojik indeks değerlendirme formu

Örnek No :								
Tanımlama :				Mikromorfolojik İndeks (MI)				
Parametre		Tip	Puan	Örnek	Parametre		Puan	Örnek
Mikro-yapı		Farklılaşmamış	6		Bağlayıcı- Matris	Sparit	3	
		Laminalı	4			Kompleks Tip	3	
		Yumrulu	2			Mikrosparit	2	
		Breşik	2			Mikrit	1	
	Not: Eğer tane destekli breşik ise					6		
Boşluk	Boyut (µm)	<50	5	İri Tane	Boyut (µm)	<50	5	
		50-100	4			50-100	4	
		100-500	3			100-500	3	
		500-1000	2			500-1000	2	
		>1000	1			>1000	1	
	Oran (%)	<5	5		Oran (%)	<5	5	
		5-15	4			5-15	4	
		15-30	3			15-30	3	
		30-50	2			30-50	2	
		>50	1			>50	1	

Çizelge 6 Mikromorfolojik indeks (MI)

Örnek No	KL-01	KL-02	KL-03	KL-04	KL-05	KL-06	KL-07	KL-08	KL-09	KL-10	KL-11	KL-12	KL-13
MI	25	19	27	16	16	24	14	26	19	18	26	16	15

Çizelge 7 Fiziko-mekanik özellikler ile mikromorfolojik indeks arasındaki korelasyon katsayıları

	UW (kN/m ³)	RN	SH	Vp	n	I _{d2}	Is ₍₅₀₎	UCS	Eav
UW (kN/m ³)									
RN	0,724**								
SH	0,667*	0,952**							
Vp	0,805**	0,771**	0,839**						
n	-0,971**	-0,790**	-0,722**	-0,806**					
I _{d2}	0,669*	0,747**	0,680*	0,553*	-0,630*				
Is ₍₅₀₎	0,648*	0,910**	0,956**	0,894**	-0,682*	0,655*			
UCS	0,889**	0,779**	0,800**	0,947**	-0,863**	0,567*	0,841**		
Eav	0,882**	0,742**	0,777**	0,927**	-0,873**	0,506	0,782**	0,97**	
MI	0,641*	0,597*	0,618*	0,781**	-0,569*	0,451	0,734**	0,855**	0,767**

**güvenirlilik düzeyi % 99

* güvenirlilik düzeyi % 95

2.8 Mikromorfolojik indeksin tahmin modellerinde kullanılması

Tek eksenli sıkışma dayanımı kaya mekaniğinde en önemli parametrelerden biri olup, bu parametrenin elde edilmesi için yapılan test yöntemleri ASTM ve ISRM tarafından standartlaştırılmıştır. Ancak bu test yöntemleri için iyi hazırlanmış karot örnekleri gerekmekte olup, ayrıca bu deneyler yapılması zaman almaktadır. Özellikle marn, kilitli ve kalıcı gibi yumuşak kayalarda örnek hazırlamada bazı güçlüklerle karşılaşmaktadır. Tüm bu sebeplerden dolayı, birçok araştırmacı tarafından, tek eksenli sıkışma dayanımı diğer özelliklerinden (indeks, fiziksel ve sertlik) dolayı yoldan tahmin edilmesine yönelik çok sayıda farklı istatistiksel modeller oluşturulmuştur.

Mikromorfolojik indeksin bu açıdan performansını değerlendirmek için kiliçlerin tek eksenli sıkışma dayanımı tahminine yönelik stepwise çoklu regresyon analizleri SPSS istatistiksel bilgisayar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Çizelge 2'de verilen laboratuvar sonuçlarına elde edilen mikromorfolojik indeks (MI) ilave edilerek stepwise çoklu regresyon analizleri yapılarak istatistiksel açıdan yüksek korelasyon katsayısına sahip modeller oluşturulmuştur (Eşitlik 1, 2 ve 3). Bu modellere ait istatistiksel parametreler Çizelge 8'de verilmiştir. Elde edilen modeller içerisinde yüksek korelasyon katsayıları elde edilmiş olup, bunlar sırasıyla 0.89, 0.94 ve 0.97 olarak bulunmuştur (Çizelge 9). Bu modellerin içerisinde en yüksek korelasyon katsayısı (R²) 0.97 ile eşitlik 3'te verilen modelde elde edilmiştir. Bu modelde değişken olarak mikromorfolojik indeks (MI) olması fiziko-mekanik özellikler ile mikromorfolojik parametreler arasında kuvvetli bir ilişkinin varlığına işaret etmektedir.

$$UCS = 0.186 + 6.5 \times 10^{-3} V_p \quad (1)$$

$$UCS = -5.742 + 4.5 \times 10^{-3} V_p + 0.39 UW \quad (2)$$

$$UCS = -7.137 + 3.06 \times 10^{-3} V_p + 0.38 UW + 0.13 MI \quad (3)$$

Çizelge 8 Tek eksenli sıkışma dayanımı için modellerin kalitesi etkileyen bazı parametrelerin özeti ve katsayılar.

Bağımsız değişkenler	Standartlaştırılmamış Katsayılar		t	Sig.
	β	Std. hata		
Sabit	0.186	0.520	0.358	0.727
V _p	0.0065	0.001	9.805	0.000
Sabitler	-5.742	2.131	-2.694	0.023
V _p	0.0045	0.001	5.171	0.000
UW	0.394	0.139	2.834	0.018
Sabitler	-7.137	1.559	-4.578	0.001
V _p	0.003	0.001	4.025	0.003
UW	0.383	0.098	3.906	0.004
MI	0.133	0.040	3.336	0.009

Çizelge 9 Tek eksenli sıkışma dayanımı için modellerin özeti.

R	R ²	Adjusted R ²	Tahminin Standard hatası
0.947 ^a	0.897	0.888	0.754
0.971 ^b	0.943	0.932	0.589
0.987 ^c	0.975	0.966	0.415

a.: (Sabit) V_p

b.: (Sabit), V_p, UW

c.: (Sabit), V_p, UW, MI

3 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çok düşük dayanımlı kaya sınıfında yer alan kiliçlerin hardpan seviyelerine ait kimyasal, mineralojik ve mikromorfolojik ve fiziko-mekanik özellikleri arasında ilişkiler istatistiksel regresyon analiz yöntemleri kullanılarak ayrıntılı bir şekilde değerlendirilmiştir. Elde edilen bulgulara göre kimyasal, mineralojik ve mikromorfolojik özellikler farklı etki derecelerinde fiziko-mekanik özellikleri etkilemektedir. Yüksek kalsiyum karbonat içeriğine sahip kiliçlerde hâkim mineral tipi kalsit olarak belirlenmiştir. Ancak yapılan değerlendirmelerde kimyasal ve mineralojik özellikler ile fiziko-mekanik özellikler arasında istatistiksel açıdan önemli bir ilişkiden bahsetmek için korelasyon katsayıları oldukça düşük seviyelerde kalmış olup, en yüksek korelasyon katsayısı (R) tek eksenli sıkışma dayanımı ile kalsiyum karbonat içeriği arasında 0.46 olarak elde edilmiştir. Benzer değerlendirmeler yapı, doku ve bileşenler gibi özellikleri karakterize eden mikromorfolojik özellikler ile fiziko-mekanik özellikler arasında yapıldığında ise pozitif veya negatif ilişkiler olduğu gözlemlenmiştir. Bu ilişkileri sayısal olarak ifade etmek için oluşturulan mikromorfolojik indeks (MI) ile fiziko-mekanik özellikler arasında 0.45 ve 0.85 aralığında değişen yüksek korelasyon katsayıları elde edilmiştir. Özellikle tek eksenli sıkışma dayanımı ve mikromorfolojik indeks arasında en yüksek korelasyon elde edilmiştir. Elde edilen bu bulgular kiliçlerin mikromorfolojik özellikleri fiziko-mekanik özellikler üzerinde kimyasal ve mineralojik özelliklerden daha etkili olduğu işaret etmektedir.

Bu çalışmada sınırlı sayıda örnek üzerinde değerlendirmeler yapılmış olup, bundan sonra konu ile ilgili yapılacak çalışmalarda daha fazla örnek sayısı ve farklı kaya tiplerinde değerlendirmelerin yapılarak, mikromorfolojik indeksin (MI) kullanılabilirliğinin test edilmesi önerilir.

KATKI BELİRTME

Bu çalışma TÜBİTAK 104Y189 nolu proje kapsamında gerçekleştirilmiş olup, aynı zamanda Çukurova Üniversitesi araştırma Fonu (MMF-2004BAP-11 ve MMF 2004-D19 nolu projeler) tarafından maddi olarak desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- Bullock, P., Fedoroff, N., Jongerius, A., Stoops, G. & Tursina, T. 1985. Handbook for soil thin section descriptions. Waine Research Publications, Wolverhampton, England.
- Dube AK. & Singh B. E. 1972. Effect of humidity on tensile strength of sandstone. *Journal of Mines Metals and Fuel*; 20 (1):8-10.
- Fahy MP. & Guccione MJ. 1979. Estimating strength of sandstone using petrographic thin-section data. *Bull. Assoc. Eng. Geol.*16:467-485.
- Hema A. & Navin S. 2004. Pedogenic calcretes from coimbatore area, tamil nadu: Micromorphology, geochemistry and palaeoclimate significance. United Nations educational scientific and cultural organization and international atomic energy agency. The Abdus salam international centre for theoretical physics. Rapor No: IC/2004-35. 39 sayfa. (yayınlanmamış).
- International Society for Rock Mechanics. 1981. Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods. International Society for Rock Mechanics.211 pp.
- Klappa C.F. 1979. Clacified filaments in Quaternary calcretes: organo-mineral interaction in the subaerial vadose environment. *J. Sed. Pet.* 49: 955-968.
- Koncagül E. C. & Santi, P. M. 1999. Predicting the unconfined compressive strength of the Breathitt shale using slake durability, Shore hardness and rock structural properties. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36:139-153.
- Magaldi D. 1983. Calcareous Crust (Caliche) genesis in some mollisols and alfisols from southern Italy: A micromorphological approach. *Soil Micromorphology*. V:2 pp: 623-635. A.B Academic Publishers.
- Magaldi D. & Tallini M. 2000. A micromorphological index of soil development for the Quaternary geology research. *CATENA*. V:41, pp: 261-276.
- Price NJ. 1960. The compressive strength of coal measure rocks. *Colliery Engineering*; 37(437): 283-92.
- Shakoor A. & Bonelli RE. 1991. Relationship between petrographic characteristics, engineering index properties and mechanical properties of selected sandstones. *Bull. Assoc. Eng. Geol.*28:55-71.
- Stoops, G. 1998. Key to the ISSS "Handbook for Soil Thin Section Description". *Natuurwet. Tijdschr.* 78: 193-203.
- Tugrul, A. & Zarif, I.H. 1999. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. *Engineering Geology* 51, 303-317.
- Ulusay, R., Tureli, K. & Ider, M.H., (1994) Prediction of engineering properties of selected litharenite sandstone from its petrographic characteristics using correlation and multi-variate statistical techniques. *Engineering Geology*, 37, 135-157
- Yilmazer I. & Smith I. 1992. Yumuşakken ve sertken seviyelerinden oluşan kalışın jeolojik ve jeoteknik özellikleri. *Türkiye jeoloji kurultayı Bülteni* S7, 145-152.
- Zorlu K., Ulusay R., Ocakoglu F., Gokceoglu C. & Sonmez H. 2004. Predicting intact rock properties of selected sandstones using petrographic thin-section data. *Int.J. Rock Mech.*

Niğde yöresi bazaltlarının jeomekanik özellikleri

Geomechanical properties of Niğde region basalts

M. Korkanç

Niğde Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü-Niğde,

A. Tuğrul

İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü Avcılar / İstanbul

ÖZET: Kayaçların jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi, gerek mekanik özelliklerini kontrol etmesi, gerekse de yapı malzemesi ve temel olma yönünden kullanım niteliğini etkilemesinden dolayı uygulamada oldukça önemlidir. Araştırmalar için Niğde dolayında yüzeylenen bazaltlar seçilmiştir. Bazaltların bileşim ve dokuları, arazide yakın alanlarda çok sık değişim göstermelerinden dolayı 11 farklı lokasyondan örnekleme yapılmıştır. Derlenen bu örnekler, Alt Kuvaterner yaşlı Melendiz volkanitleri ile Kuvaterner yaşlı Karataş volkanitleri ve İğredağ bazaltlarına aittir. Bazaltların öncelikle petrografik ve kimyasal özellikleri belirlenmiştir. Hazırlanan ince kesitler üzerinde yapılan inceleme, ölçüm ve modal analizler ile bazaltların; mineralojik bileşim, doku, boşluk ve kristal boyutları, tane-matriks oranları ve ikincil mineral içerikleri belirlenmiştir. Farklı alanlardan derlenen bazalt örneklerine ait jeomekanik özellikleri belirlemek amacıyla; özgül ağırlık, kuru ve doymun birim ağırlık, su emme, efektif ve toplam porozite, tek eksenli basınç dayanımı, indirekt çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, Schmidt çekici sertlik değeri ile P-dalgası hız deneyleri yapılmıştır. Yapılan çalışmalardan elde edilen verilere göre, olivin bazalt karakterinde olan örneklerin jeomekanik özellikleri, asit-ortaç karakterli olan örnekler ile matriksi volkan camından oluşan örneklerden daha yüksek dayanım değerleri sunmuşlardır.

ABSTRACT: To determine geo-mechanical properties of rocks is fairly important, because they are both control the mechanical properties of rocks and effect their usage properties as building stone and foundation. The study was carried out on Niğde basalts. Changes in geological characteristics of selected basalts are very frequently in the region, for this reason they were classified into different 11 facieses according to texture and compositions. The samples were taken from Early-Quaternary aged Melendiz volcanites, Quaternary Karataş volcanites and İğredağ basalts. The basalts were firstly classified according to their petrographical and chemical composition. Mineralogical and textural characteristics of the basalts collected from the region were determined by thin section studies. According to these studies, mineralogical composition, texture, pore and crystal dimension, grain matrix ratio and secondary mineral content, rate of the basalts in different facieses were determined. To determine geo-mechanical properties of the basalts, specific gravity, dry and saturated unit weight, water absorption, effective and total porosity, compressive strength, tensile strength, point load strength, Schmidt hammer rebound numbers, and P-wave velocity experiments were done. As to study results geo-mechanical properties of olivine basalts are more superior than acidic-intermediate samples and samples which matrix composed of volcanic glass.

1 GİRİŞ

İnceleme alanı, İç Anadolu Bölgesinde Konya ve Niğde il sınırları içerisinde yer almaktadır. Genç volkanizmanın ülkemizde yaygın ve farklı evrelerde ürünler oluşturduğu bölgelerden biri olan çalışma alanında, öncelikle ayrıntılı volkanolojik, jeokimyasal ve jeokronolojik çalışmalar yapılmıştır

(Beekman, 1966; Pasquare, 1966; Innocenti vd., 1975; Besang vd., 1977). Yakın geçmişte, değişik araştırmacılar tarafından, bölgedeki volkanik komplekslerin volkanolojik evrimlerine ilişkin çalışmalarla, Senozoyik döneme ait volkanizmalarının aydınlatılmasına çalışılmıştır (Ercan vd., 1990, Ercan vd., 1992, Güleç vd., 1997; Aydar, 1997; Türkcan vd., 2003). Korkanç (2003)

ise, bölgedeki bazaltlar üzerinde mühendislik jeolojisine yönelik çalışmalar yapmıştır.

Kayaçların jeomekanik özelliklerini denetleyen başlıca faktörler; jeolojik yapı, mineralojik bileşim, süreksizlikler ve ayrışma derecesidir (Koçbay & Kılıç, 2005). Çeşitli mühendislik işlerinde ve kazılarda, baraj, tünel, yeraltı santralleri, köprü ayakları gibi büyük yapıların projelendirilmesinde ve stabilite analizlerinin yapılmasında, temel in veya kullanılacak malzemenin fiziksel ve mekanik özelliklerinin saptanması, çeşitli etkiler karşısında bunlarda oluşabilecek deformasyonların bilinmesi oldukça önemlidir (Erguvanlı, 1975). Birçok inşaat işlerinde kullanılan kayaçların hangi amaçlar için kullanıldığı ve bu özellikleri karşılayabilmesi için sınıflandırılması gerekmektedir (Johnson & De Graff, 1988). Günüme kadar yapılan çalışmalar, kayaçların jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi için laboratuvar ve arazide ayrıntılı incelemelerin yapılması gerektiğini ortaya koymuştur (Koçbay & Kılıç, 2005). Bazaltların mekanik mukavemetlerinin yüksek olması ile bunların malzeme amaçlı veya temel olma durumunda ayrılmamış olmaları halinde dayanımları oldukça iyidir (Tuğrul, 1995; Korkanç, 2003).

Bu çalışmada, Niğde yöresinde oldukça geniş alanlarda yüzeylenen bazaltların mühendislik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla ayrıntılı arazi araştırmaları yapılmıştır. Arazi çalışmaları ve petrografik incelemeler esnasında, belirlenen farklı bileşim ve dokuya sahip bazaltlar, fasiyeslere ayrılarak incelenmiştir. Farklı fasiyeslere ait bazaltların fiziksel ve mekanik özelliklerinin nasıl değiştiğini ve bunları etkileyen parametrelerin neler olduğunu belirlemek amacıyla, bazaltların jeomekanik özelliklerinin ayrıntılı araştırması yapılmıştır.

2 BULGULAR

2.1 Bazaltların jeolojik özellikleri

Çalışma alanı, birçok volkanik kompleksin ve farklı ürünlerinin gözleendiği oldukça geniş bir alandır (Şek. 1). Bu alan içinde farklı dönemlerde faaliyet gösteren Karacadağ, Hasandağ, Keçikalesi, Keçiboyduran ve Melendiz Volkanik Kompleksleri yer almaktadır. Bu komplekslerin dışında ve onlara yakın konumda oluşmuş, bazik karakterli Karataş volkanitleri ve İğredağ bazaltları ile farklı monojenik (ikincil) püskürmeler bulunmaktadır.

Bölgedeki Kuvaterner öncesi volkanizma ürünleri genelde asidik bileşimlidir. Bu volkanizmaların son ürünleri ise ortaç ve genellikle bazik bileşimlidir (Ercan vd. 1992; Aydar & Gourgaud, 1993). Araştırmalar için bölgedeki bazik bileşimli İğredağ

bazaltları, Karataş volkanitleri ile Melendiz volkanitlerinin içerisinde gözlenen bazaltik lavlar seçilmiştir (Şek. 1).

Seçilen bu bazaltların, yakın alanlarda bileşim ve dokusal özellikleri çok sık değişim göstermesinden dolayı 11 farklı lokasyondan örnekleme yapılmıştır (Çiz. 1). Bunlar; Melendiz volkanitlerine ait MV1, MV2, MV3, MV4, MV5 ve MV6, Karataş volkanitlerine ait KV1, KV2, KV3 ve KV4 ile İğredağ bazaltlarına ait IB1 örnekleridir.

2.2 Bazaltların petrografik özellikleri

Bazaltlar üzerinde yapılan petrografik araştırmalar sonucunda, bunların; mineralojik bileşim, doku, boşluk, kristal boyutları, tane-matriks oranları, ikincil mineral ile opak mineral içerikleri belirlenmiştir.

Melendiz volkanitlerinden derlenen MV1, MV2, MV5 ve MV6 örnekleri fenokristal oranı, boşluk ve opak mineral içeriklerine göre ayrılmışlardır. Bu örnekler, andezit-bazalt arası bileşim sunmakta olup, az oranda olivin, klinopiroksen ve plajioklas fenokristalleri içermektedir.

Bu örneklerin matriksi ise mikrolitik plajioklardan oluşmuştur. Kayada pilotakstitik doku egemendir (Şek. 2a). MV3 ve MV4 örnekleri, olivin bazalt karakterinde olup, boşluklu ve Melendiz volkanitlerinin en genç lavlarını oluşturmaktadır. Opak mineral içerikleri Melendiz volkanitlerine ait diğer örneklere oranla oldukça yüksek değerdedir. İri olivin ve az oranda plajioklas fenokristalleri, mikrolitik plajioklas hamurla çevrelenmiştir (Şek. 2b).

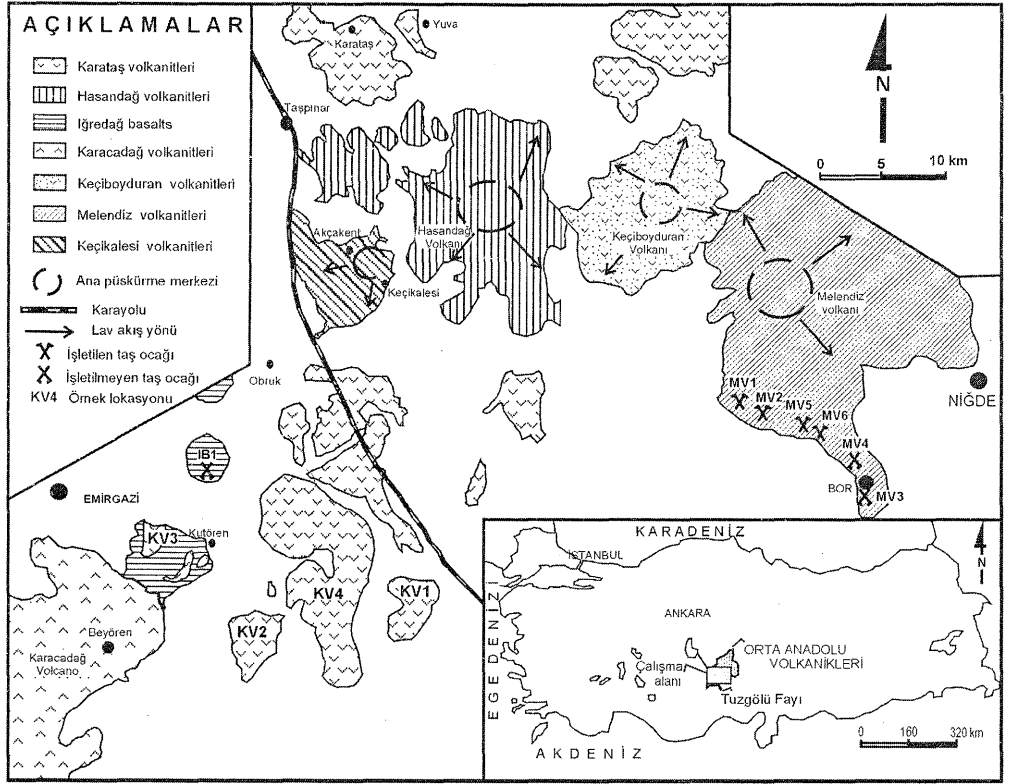
Karataş volkanitlerine ait KV1, KV2 ve KV4 örnekler olivin bazalt, KV3 ise bazaltik andezit karakterindedir. KV4 örneğinin opak mineral içeriği diğerlerine oranla daha fazladır. Bu örnekler, olivin ve klinopiroksen ile opak mineral içeriklerinin değişimine göre ayrılmıştır. KV1, KV2 ve KV4 örneklerinde olivin ve piroksen fenokristalleri gözlenmektedir. Opak mineral oranı %3-5 civarındadır. Matriks oranı tane oranından fazladır. Kayada porfirik ve pilotakstitik doku egemen olup, boşluk oranı % 1-3 civarındadır (Şekil 2c).

KV3 örneğinde matriksin tamamına yakını volkanik camdan oluşmuştur. Fenokristal olarak porfirik plajioklas (andezin), az oranda klinopiroksen (ojit) kristalleri içermektedir. Matriks oranı tane oranına hemen hemen eşit durumdadır. Opak mineral oranı % 1 civarında olup, kaya hyaloporfirik ve pilotakstitik dokuludur (Şek. 2d) (Çiz. 2)

İğredağ bazaltları, fenokristal olarak olivin ve piroksenden oluşmuştur. Matriks, mikrolitik plajioklas ve çok az oranda volkan camından

oluşturmuştur. Opak mineral içeriği % 2-3 ve boşluk oranı %1-2 dolayındadır. Poiklilitik ve intersertal

doku egemendir (Çiz. 2).



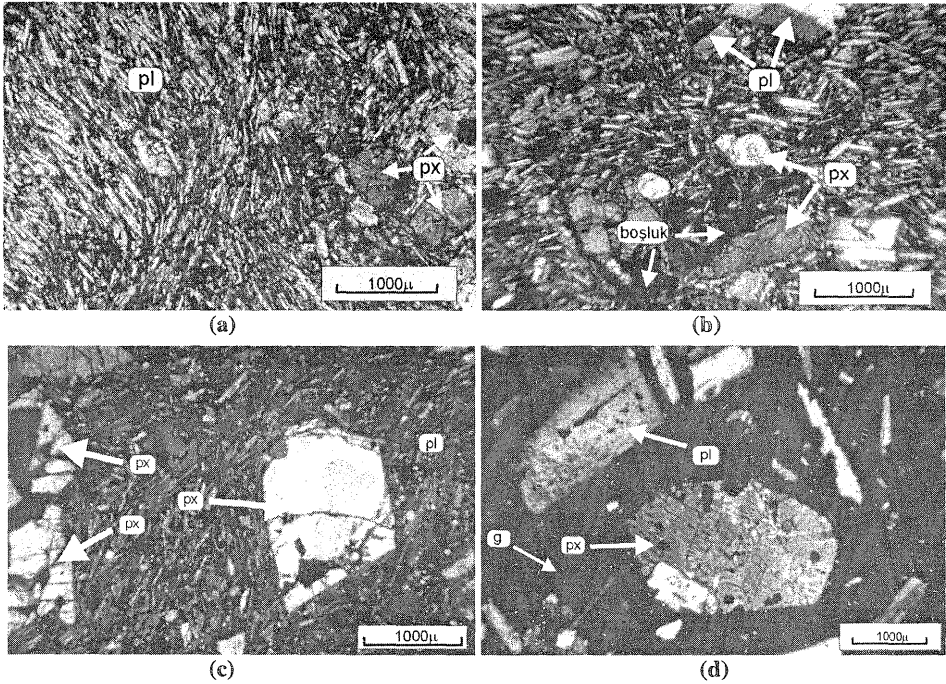
Şekil 1. Çalışma alanının jeoloji haritası (Ercan vd. (1992) ve Aydar & Gourgaud, (1993)'den değiştirilerek hazırlanmıştır).

Çizelge 1. Bazaltların jeolojik ve petrografik özellikleri

Örnek No	Formasyon	Örnek yeri	Kayaç adı*	Göreceli mineral içeriği**	Yaş
MV1	Melendiz volkanitleri	Bor kuzeyi	Bazalt	plg>ol>op>sm>px	Alt Pliyosen-Pleyistosen
MV2	Melendiz volkanitleri	Bor kuzeyi	Bazalt	plg>px> sm> op	Alt Pliyosen- Pleyistosen
MV3	Melendiz volkanitleri	Bor (Kayabaşı)	Olivin bazalt	plg>ol>op>sm	Alt Pliyosen- Pleyistosen
MV4	Melendiz volkanitleri	Bor (Mezarlık)	Olivin bazalt	plg>px>ol >op>sm	Alt Pliyosen- Pleyistosen
MV5	Melendiz volkanitleri	Bor kuzeyi	Bazalt	plg>ol > sm> op	Alt Pliyosen- Pleyistosen
MV6	Melendiz volkanitleri	Bor kuzeyi	Bazalt	plg>px >sm> op	Alt Pliyosen- Pleyistosen
KV1	Karataş volkanitleri	Kütören doğusu	Olivin bazalt	plg> ol >op>px	Üst Kuvaterner
KV2	Karataş volkanitleri	Kütören güneyi	Olivin bazalt	plg>ol >op>px>sm	Üst Kuvaterner
KV3	Karataş volkanitleri	Kütören batısı	Bazaltik andezit	plg>g> ol>op	Üst Kuvaterner
KV4	Karataş volkanitleri	Kütören doğusu	Olivin bazalt	plg> ol >op>sm	Üst Kuvaterner
IB1	Iğredağ bazaltları	Iğredağ taş ocağı	Olivin bazalt	plg> ol >px>op	Alt Kuvaterner

* Streckeisen (1976)'ya göre adlandırılmıştır

** (plg.: plajiolas px: piroksen, ol: olivin, g: volkanik cam, sm: ikincil mineral, op: opak mineral)



Şekil 2. Bazalt örneklerine ait ince kesit fotoğrafları a) Bazalt. Plajioklas mikrokristallerinden oluşmuş matris içinde görülen piroksenler (MV6) b) Olivin bazalt. Plajioklas ve boşlukların egemen olduğu matris içindeki olivin ve plajioklas fenokristalleri (MV3), c) Olivin bazalt. Plajioklardan oluşan matris içinde görülen klinopiroksen (ojit) fenokristalleri (KV2), d) Bazaltik andezit. Volkanik camdan oluşan matris içindeki plajioklas ve klinopiroksen fenokristalleri (KV3).

Çizelge 2. İncelenen bazaltların modal analiz sonuçları

Özellik	Fenokristal oranı (%)			Matris (%)				Boşluk
	Plajioklas	Olivin	Piroksen	Mikrolit	Volkan camı	İkincil mineral	Opak	
MV1	1,5	11,1	2,2	74,7	0,4	3,1	4,6	2,4
MV2	0	1,1	13	79,8	0	3,8	2	0,3
MV3	0,8	16	0,8	64,9	0	3,6	3,5	10,3
MV4	2,3	6,8	10,9	65,3	0,5	3,7	5,6	5
MV5	0	8,2	0,1	82,3	1	4,5	2,8	1,1
MV6	0	1,6	9,6	81,9	0	4,7	1,8	0,5
KV1	0	26,8	3,5	61,2	0,5	0,8	5,8	1,5
KV2	0	20,1	4,3	65,4	0,3	2,6	6	1,4
KV3	44,1	1,8	0,3	6	43,6	0,3	1,3	2,6
KV4	0	18,2	0,7	66,3	0	2	4,9	7,9
IB1	1	15,8	7,8	63,1	5,3	1,4	3,8	1,8

2.3 Bazaltların kimyasal özellikleri

Araştırmaların gerçekleştirildiği, Melendiz volkanitleri, Karataş volkanitleri ve İğredağ bazaltlarına ait örneklerin kimyasal bileşimlerini belirlemek amacıyla, değişik alanlardan taze örnekler derlenmiştir.

Bu örnekler üzerinde, ICP-AES yöntemi ile kimyasal analizler gerçekleştirilmiş ve bunlara ait

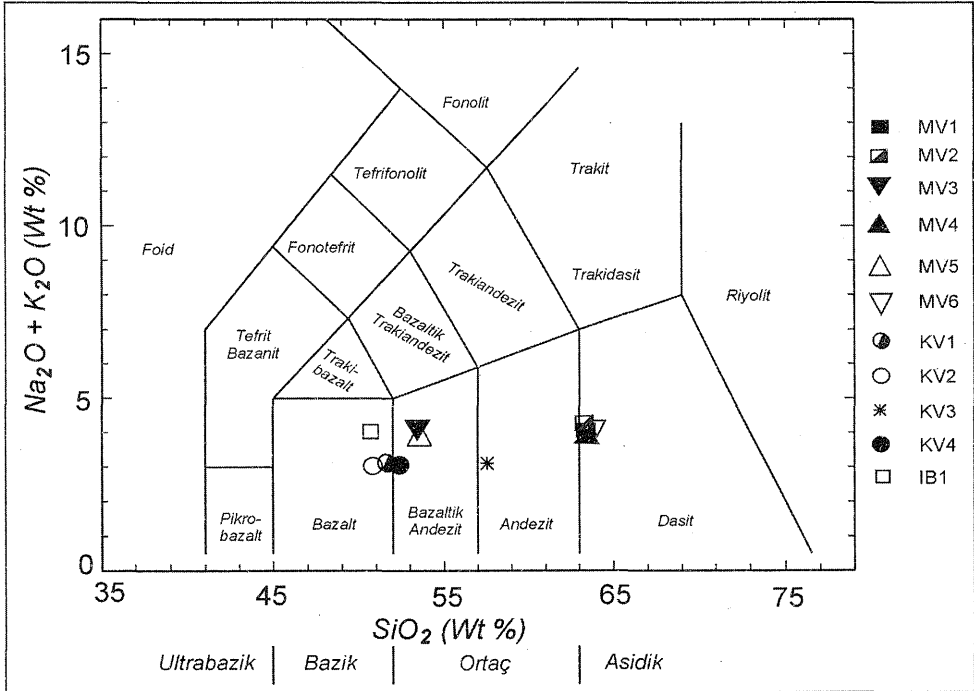
ana element oksit içerikleri Çizelge 3'de sunulmuştur. Bu çizelgeden de görüldüğü gibi bazaltlar; % 49,06–60,97 arasında değişen miktarda SiO_2 içermektedirler. Al_2O_3 miktarı % 15,48–20,37 arasında değişim göstermektedir. Toplam Fe_2O_3 oranı, Melendiz volkanitlerinin MV3 ve MV4 2,97 – 3,83 ve K_2O örneklerde düşük olup, % 5,40 – 9,16 arasındadır. MgO % 2,67–9,31, CaO % 7,09 – 11,02

arasında % 0,67 – 1,81 arasında değişen değerlere sahiptir. TiO_2 % 0,69 – 1,54, P_2O_5 % 0,14 – 0,56 değerleri arasındadır. MnO değerleri düşük olup % 0,08 – 0,15 arasında bulunmaktadır. Cr_2O_3 oldukça düşük olup, % <0,001 – 0,049 arasındadır. Ateşte kayıp değerleri ise % <0,1–1,2 arasında değişmektedir.

Bazaltlar, $Na_2O + K_2O$ ve SiO_2 içeriklerine göre, Le Maitre vd. (1989) sınıflaması kullanıldığında, Melendiz volkanitlerine ait örnekler, bazaltik andezit, andezit ve dasit arasında, Karataş volkanitlerine ait örnekler, çoğunlukla bazalt, bazalt ve andezit sınırında, İğredağ bazaltları ise bazalt alanında yer almaktadır (Şek. 3).

Çizelge 3. Bazaltların kimyasal bileşimi

Ana element oksit (%)	MV1	MV2	MV3	MV4	MV5	MV6	KV1	KV2	KV3	KV4	IB1
SiO_2 (%)	60,97	60,92	51,19	51,07	60,89	60,97	49,17	48,36	54,36	49,06	49,69
Al_2O_3 (%)	17,01	16,99	17,14	17,02	16,9	16,79	15,91	16,05	20,37	16,65	15,48
Fe_2O_3 (%)	5,48	5,5	8,13	8,06	5,41	5,4	8,74	8,49	7,04	9,16	8,21
MgO (%)	2,96	2,67	6,5	6,61	3,23	2,98	9,31	9,12	2,67	7,96	9,14
CaO (%)	7,09	7,12	9,12	9,08	7,17	7,29	10,7	10,69	8,96	9,52	11,02
Na_2O (%)	3,27	3,3	3,83	3,83	3,23	3,26	3,33	3,34	2,97	3,41	3,05
K_2O (%)	1,21	1,21	1,61	1,63	1,28	1,18	0,68	0,67	1,81	0,89	1
TiO_2 (%)	0,7	0,7	1,31	1,3	0,69	0,7	1,12	1,29	0,71	1,54	1,01
P_2O_5 (%)	0,14	0,14	0,56	0,56	0,14	0,15	0,36	0,32	0,17	0,36	0,35
MnO (%)	0,09	0,08	0,13	0,13	0,08	0,08	0,15	0,14	0,12	0,15	0,14
Cr_2O_3 (%)	0,009	0,007	0,025	0,026	0,008	0,006	0,048	0,049	< 0,001	0,031	0,055
A.K. (1000°C)(%)	0,6	1,2	0,1	0,2	0,7	0,9	< 0,1	1	0,6	0,8	0,4
Toplam (%)	99,63	99,94	99,83	99,69	99,83	99,81	99,57	99,67	99,9	99,67	99,72



Şekil 3. Bazaltların Le Maitre vd. (1989)'a göre sınıflandırılması

2.4 Bazaltların yapısal özellikleri

Bu bölümde bazaltların; süreksizlik sayısı, aralığı, devamlılığı, pürüzlülük, ayrışma, açıklık ve dolgu gibi özellikleri hakkında bilgi verilmiştir (Çiz. 4). Değerlendirmeler, ISRM (1981)'de belirtilen tanımlama ölçütleri esas alınarak hat etüdü yöntemine uygun olarak yapılmıştır.

Bazaltların, arazi incelemeleri ayrıntılı olarak yapılmış olup, renk ve doku özelliklerinin yanı sıra, süreksizliklerin aralığı, dolgusu, pürüzlülüğü, açıklığı ve devamlılığı gibi özellikleri de incelenmiştir.

Örneklenen birimler içerisinde Melendiz volkanitlerinde, Tuzgölü fayının etkileri sonucunda yoğun kırık ve süreksizlik düzlemleri oluşmuştur. Bunlardaki süreksizliklerin bir kısmı da kayacın ince kesitlerinde yönlenmeler şeklinde kendini göstermektedir (Şek. 2a). Diğer volkanitlerdeki süreksizlikler, genellikle soğuma çatlakları tarafından kontrol edilmektedir (Çiz. 4). Ayrıca, Karataş volkanitlerine ait domlar arazide belli hatlar üzerinde dizilmişlerdir.

Çizelge 4. Bazaltların ISRM (1981)'e göre süreksizlik özellikleri

Örnek No	Çatlak sayısı	Aralık	Devamlılık	Açıklık	Dolgu	Pürüzlülük	Ayrışma
MV1	3 ve daha fazla	sık-orta çatlaklı	yüksek-çok yüksek	dar-çok geniş	kil	düz-hafif	az ayrılmış
MV2	3 ve daha fazla	sık-orta çatlaklı	yüksek-çok yüksek	dar-çok geniş	kil	düz-hafif	az ayrılmış
MV3	2 ve daha fazla	orta çatlaklı	orta-yüksek	geniş-çok geniş	kil	pürüzlü	az ayrılmış
MV4	2 ve daha fazla	orta çatlaklı	orta-yüksek	geniş-çok geniş	kil	orta	az ayrılmış
MV5	3 ve daha fazla	sık-orta çatlaklı	yüksek-çok yüksek	dar-çok geniş	kil	hafif-orta	az ayrılmış
MV6	4 ve daha fazla	sık-orta çatlaklı	yüksek-çok yüksek	dar-çok geniş	kil	hafif-orta	az ayrılmış
KV1	2 ve daha fazla	seyrek çatlaklı	orta-yüksek	dar-çok geniş	kil	düz-hafif	az ayrılmış
KV2	2 ve daha fazla	seyrek çatlaklı	orta-yüksek	dar-çok geniş	kil	hafif-orta	az ayrılmış
KV3	2 ve daha fazla	seyrek çatlaklı	orta-yüksek	dar-çok geniş	kil	düz-hafif	az ayrılmış
KV4	3 ve daha fazla	orta-seyrek çatlaklı	orta-yüksek	dar-çok geniş	kil	hafif-orta	az ayrılmış
IB1	3 ve daha fazla	sık-orta-seyrek çatlaklı	yüksek-çok yüksek	dar-çok geniş	kil	düz-hafif	az ayrılmış

2.5 Bazaltların jeomekanik özellikleri

Kayaçların jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi, gerek mekanik özelliklerini kontrol etmesi, gerekse de yapı malzemesi ve temel olma niteliğini etkilemesinden dolayı uygulamada oldukça önemlidir. Bu nedenle, inceleme alanındaki farklı alanlardan derlenen farklı bileşim ve dokudaki bazalt örneklerine ait; özgül ağırlık, kuru ve doymuş birim ağırlık, ağırlıkça su emme, efektif ve toplam porozite, tek eksenli basınç dayanımı, indirekt çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, Schmidt çekici sertlik indeksi ve P-dalgası hızı değerleri belirlenmiştir.

ISRM (1981) tarafından önerilen yöntem esas alınarak yapılan deneyler için araziden bloklar derlenmiş, daha sonra bu numunelerden laboratuarda karot ve öğütülmüş numune elde edilmiştir.

İncelenen örneklerin, özgül ağırlık değerleri oldukça değişken özellikler sunmaktadır. Bazaltların özgül ağırlığı, ağır mineral içeriği daha düşük olan Melendiz volkanitlerindeki fasiyeslerde MV3 ve MV4 hariç) ortalama 2,68–2,90 arasındadır. Özgül ağırlık, İğredağ bazaltları ile Karataş volkanitlerine ait fasiyeslerde daha yüksektir (Çiz. 5). Bazaltlar NBG (1985)'e göre, "orta-yüksek yoğunluklu" kaya sınıfında yer almaktadır.

Bazaltlar üzerinde yapılan kuru ve doymuş birim ağırlık deneyleri sonucunda; ortalama en yüksek kuru ve doymuş birim ağırlık İğredağ bazaltlarında, ortalama en düşük kuru ve doymuş birim ağırlık ise Melendiz volkanitlerine ait MV5 fasiyesinden elde edilmiştir (Çiz. 5). Araştırılan bazaltlar üzerinde su emme deneyleri de yapılmış olup, ortalama en yüksek ağırlıkça su emme değeri, MV5 fasiyesindeki örneklerde, ortalama en düşük değer

ise IB1 ve KV3 fasiyeslerinden elde edilmiştir (Çiz. 5).

Bazaltların efektif porozite değerleri ortalama % 2 civarındadır. Ortalama en düşük efektif porozite değeri KV3 fasiyesinden, ortalama en yüksek değer ise, MV5 fasiyesinden elde edilmiştir. Bazaltların ortalama en düşük toplam porozite değerleri İğredağ bazaltlarından elde edilmiştir. Ayrıca, Karataş

volkanitlerine ait örnekler, Melendiz volkanitlerindeki örneklerle göre, daha düşük toplam porozite değerine sahiptir (Çiz. 6). Toplam porozite değerlerine göre bazaltlar; Moos & Quervain (1948)'e göre "az-orta-oldukça boşluklu" kaya, NBG (1985)'e göre, "orta-yüksek boşluklu" kaya sınıfında yer almaktadır.

Çizelge 5. Bazaltların özgül ağırlık, kuru ve doygun birim ağırlık değerleri ile ağırlıkça su emme değerleri

Örnek No	Özgül Ağırlık G_s			Kuru Birim Ağırlık γ_d (kN/m^3)			Doygun Birim Ağırlık γ_s (kN/m^3)			Ağırlıkça Su Emme w_a (%)		
	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.
MV1	2,70	2,77	2,73	25,43	25,62	25,55	25,63	25,83	25,76	0,77	0,88	0,82
MV2	2,67	2,72	2,70	25,43	25,51	25,48	25,66	25,78	25,71	0,77	1,11	0,93
MV3	2,87	2,93	2,91	25,91	26,38	26,16	26,13	26,61	26,37	0,67	0,87	0,80
MV4	2,83	2,90	2,87	26,50	27,10	26,87	26,76	27,37	27,09	0,48	1,01	0,82
MV5	2,66	2,72	2,69	25,10	25,32	25,21	25,42	25,60	25,50	1,09	1,28	1,16
MV6	2,65	2,70	2,68	25,72	26,02	25,83	25,86	26,23	26,01	0,51	0,84	0,71
KV1	3,02	3,09	3,05	27,20	27,86	27,51	27,46	27,99	27,71	0,49	0,95	0,71
KV2	2,81	2,86	2,83	26,93	27,46	27,18	27,27	27,56	27,40	0,38	1,28	0,82
KV3	2,81	2,82	2,81	27,26	27,79	27,52	27,43	27,93	27,68	0,52	0,62	0,57
KV4	2,87	2,93	2,90	26,55	26,72	26,64	26,83	26,92	26,88	0,76	1,07	0,90
IB1	2,89	2,92	2,90	28,23	28,49	28,34	28,43	28,66	28,51	0,57	0,70	0,62

Çizelge 6. Bazaltların Efektif ve toplam porozite değerleri ile Tek eksenli basınç dayanımları ile indirekt çekme dayanımları

Örnek No	Efektif Porozite n_e (%)			Toplam Porozite n_t (%)			Tek Eks. Basınç. Day. σ_c (MPa)			İndirekt Çekme Day. σ_t (MPa)		
	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.
MV1	2,01	2,31	2,14	6,09	6,78	6,34	210,5	241,8	225,5	9,94	15,37	12,51
MV2	2,01	2,89	2,41	5,52	5,81	5,63	183,9	207,3	196,7	10,96	13,84	12,61
MV3	1,80	2,33	2,14	9,25	10,87	10,01	130,0	161,3	142,6	9,81	15,27	12,12
MV4	1,32	2,79	2,24	5,61	7,70	6,41	137,6	207,7	167,5	10,76	15,08	12,35
MV5	2,80	3,27	2,98	5,91	6,73	6,33	166,0	213,4	195,3	15,42	21,33	17,77
MV6	1,35	2,20	1,88	2,95	4,07	3,68	125,8	145,4	136,1	15,37	20,96	17,61
KV1	1,39	2,65	1,99	8,63	10,79	9,75	216,9	262,5	232,3	14,18	18,32	17,11
KV2	1,06	3,51	2,27	2,97	4,84	3,95	175,4	198,6	185,3	14,82	18,97	17,05
KV3	1,47	1,72	1,59	2,17	3,09	2,63	133,7	164,0	143,9	10,52	17,98	13,84
KV4	2,08	2,90	2,44	7,73	8,32	8,01	131,4	146,8	138,8	12,13	14,59	13,23
IB1	1,66	2,01	1,80	1,86	2,76	2,40	158,6	200,5	177,9	13,18	20,66	17,15

Bölgedeki farklı fasiyeslerdeki bazaltların tek eksenli basınç dayanımları, ortalama 136–232 MPa arasında olup, en yüksek dayanımlar, Karataş volkanitlerine ait fasiyeslerden (KV3 ve KV4 hariç) elde edilmiştir. En düşük dayanım ise Tuzgözü fayının etkilerinin yanında mineralojik özelliklerinin de andeziteye yakın olduğu, Melendiz volkanitlerine

ait MV6 fasiyesinden elde edilmiştir (Çiz. 6). İncelenen bazaltlar, ISRM (1981)'e göre, "çok yüksek dayanımlı" kaya, Deer ve Miller (1966)'e göre, "yüksek-çok yüksek dayanımlı" kaya sınıflarında yer almaktadır.

Bazaltların çekme dirençlerini belirlemek için Brazilian yöntemine göre yapılan deneyler

sonucunda, ortalama en yüksek çekme direnci MV5 fasiyesine ait örneklerde, ortalama en düşük çekme dirençleri ise Melendiz volkanitlerine ait boşluklu yapıdaki MV3 ve MV4 örneklerinden elde edilmiştir (Çiz. 6).

Niğde yöresi bazaltları, nokta yük dayanım değerleri bakımından, ortalama 10,56–17,37 MPa arasında değişen değerlere sahiptir. Bunlardan

ortalama en düşük değer Karataş volkanitlerine ait KV4 fasiyesinde olup, ortalama en yüksek değer ise, İğredağ bazaltlarına aittir (Çiz. 7). Araştırılan bazaltlar, nokta yük dayanımı bakımından, Bieniawski (1975) ve ISRM (1985)'e göre; “çok yüksek nokta yük direncine” sahip kaya sınıfında yer almaktadır.

Çizelge 7. Bazaltların nokta yük dayanımı, Schmidt çekici sertliği ve P-dalga hızı değerleri

Örnek No	Nokta Yük Dayanımı			Schmidt Çekici Sertliği			P-Dalga Hızı Değeri		
	$I_{s(50)}$ (MPa)			SHV (N-tipi)			V_p (m/sn)		
	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.	Min.	Max.	Ort.
MV1	10,47	17,83	12,98	52,00	60,00	58,00	5,02	5,17	5,11
MV2	11,33	17,70	14,11	55,00	60,00	58,00	4,93	4,98	4,96
MV3	9,05	14,69	11,93	54,00	60,00	59,00	4,87	5,42	5,19
MV4	12,60	16,64	14,42	56,00	59,00	58,00	5,26	5,67	5,42
MV5	7,99	16,77	13,10	57,00	62,00	61,00	4,58	4,97	4,74
MV6	9,41	16,46	12,22	56,00	61,00	60,00	5,05	5,37	5,22
KV1	14,16	20,74	16,67	57,00	62,00	61,00	5,90	6,02	5,96
KV2	12,07	18,27	15,91	54,00	62,00	61,00	5,78	6,06	5,88
KV3	11,71	21,36	15,19	56,00	61,00	60,00	5,19	5,61	5,40
KV4	8,70	13,93	10,56	55,00	58,00	58,00	3,66	4,10	3,87
IB1	14,55	21,67	17,37	55,00	62,00	59,00	5,73	5,88	5,82

Bazaltların Schmidt sertlik ölçümleri sonucunda, farklı fasiyeslere ait örneklerin yakın değerlere sahip olduğu belirlenmiştir. Ortalama en düşük değer, Melendiz volkanitlerine ait örneklerde, ortalama en yüksek değer ise, Karataş volkanitlerine ait örneklerden elde edilmiştir (Çiz. 7). De Beer (1967) ve ISRM (1987)'e göre bazaltlar, “çok sert ve oldukça sert” kaya sınıfında yer almaktadır. Bölge bazaltlarının P-dalgası hız değerleri oldukça değişken olup, KV4 fasiyesindeki örneklerden en düşük hız değeri elde edilmiştir. Ortalama en yüksek P-dalga hızı KV1 fasiyesine ait örneklerden elde edilmiştir (Çiz. 7). KV4 fasiyesindeki örneklerin düşük hız değerleri sunmasında, kayada meydana gelen ayrışmanın etkisinin yanı sıra porozitenin de yüksek olmasının etkin olduğu düşünülmektedir. NBG (1985)'ye göre bazaltlar, “orta ve yüksek P-dalga hızına sahip” kaya özelliğindedir.

3 SONUÇLAR

Bu araştırma, Melendiz volkanitleri, Karataş volkanitleri ile İğredağ bazaltları üzerinde gerçekleştirilmiştir. İncelenen bazaltlar, petrografik özelliklerine göre bazalt, olivin bazalt ve bazaltik andezit karakterindedir. Bazaltlar, farklı bileşim ve dokularına göre 11 fasiyese ayrılarak incelenmiştir.

Melendiz volkanitlerinde, Tuzgözü fayının etkileri sonucunda yoğun kırık ve süreksizlik düzlemleri oluşmuştur. Diğer volkanitlerdeki süreksizlikler, genellikle soğuma çatlakları tarafından kontrol edilmektedir. Ayrıca, Karataş volkanitlerine ait domlar arazide belli hatlar üzerinde dizilmişlerdir.

Kimyasal bileşimlerine göre, Melendiz volkanitlerine ait örnekler, bazaltik andezit, andezit ve dasit arasında, Karataş volkanitlerine ait örnekler, çoğunlukla bazalt, bazalt ve andezit sınırında, İğredağ bazaltları ise bazalt alanında yer almaktadır.

Araştırılan bazaltlar, jeomekanik özelliklerine göre, yüksek–çok yüksek dirençli kayaç özellikleri göstermektedir. Farklı dokusal ve bileşim özelliklerine sahip bölge bazaltlarından elde edilen verilere göre, olivin bazalt karakterinde olan örneklerin jeomekanik özellikleri, asit-ortaç karakterli olan örnekler ile matriksinin tamamına yakını volkan camından oluşan örneklerden daha yüksek dayanım değerleri elde edilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Fonunca desteklenmiştir. Proje No. 27/08092002.

KAYNAKLAR

- Aydar, E., Gourgaud, A., 1993. Hasandağı strato-volkanında magma odalarının gelişimi ve hakim petrojenetik süreçler, *H.Ü. Yerbilimleri Dergisi*, s. 16: 101-113.
- Aydar, E., 1997. Karataş volkanitlerinin (Orta Anadolu) volkanolojik ve petrolojik özellikleri, *H.Ü. Yerbilimleri Dergisi*, s.19: 41-56.
- Beekman, P.H., 1966. The Pliocene and Quaternary volcanism in the Hasandağ-Melendizdağ region; *MTA Bull.*, Vol. 66: p. 99-106
- Besang, C., Eckhardt, F. J., Harre, W., Kreuzer, H., Müller, P., 1977. Radiometrische Altersbestimmungen an Neogenen Eruptivgesteinen der Türkei, *Geol.Jb.* B 25: 3-36.
- Bieniawski, Z. T., 1975. The point load test in geotechnical practice, *Engineering Geology*, Vol. 9, Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, Netherlands.
- De Beer, J.H., 1967. Subjective Classification of the hardness of rocks and the associated shear strength, *Proc. 4th Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found Eng.*, 396 - 398, Capetown.
- Deere, D.U., Miller, R.P., 1966. Engineering classification and index properties for intact rock, Air Force Weapons Laboratory Technical Report, Volume I-II, Leonard Hill, 270 p.
- Ercan, T., Tokel, S., Can, B., Fişekçi, A., Fujitani, T., Notsu, K., Selvi, Y., Ölmez, M., Matsuda, J. I., Ul, T., Yıldırım, T., Akbaşlı A., 1990. Hasandağ-Karacadağ (Orta Anadolu), dolaylarındaki Senozoyik yaşlı volkanizmanın kökeni ve evrimi, *Jeomorfoloji Dergisi*, s. 18: 39-54.
- Ercan, T., Tokel, S., Matsuda, J., Ul, T., Notsu, K., Fujitani, T., 1992. New geochemical isotopic and radiometric data of the Quaternary volcanism of Hasandağ-Karacadağ (Central Anatolia) *TJK Bülteni*, 7: 8-21.
- Erguvanlı, K., 1975. Mühendislik Jeolojisi, İTÜ Gütmüşsuyu Matbaası, İstanbul.
- Güleç, N., Toprak, V., Arcasoy, A., 1997. Evaluation of Melendiz Volcanic Complex using remote sensing and geographic information systems, *ODTU-AFP*: 97-03-09-02, s. 84
- Innocenti, F., Mazzuoli, G., Pasquare, F., Radicati Di Brozolo, F., Villari, L., 1975. The Neogene calcalkaline volcanism of Central Anatolia; geochronological data on Kayseri-Niğde area, *Geol. Mag.* 112 (4): 349-360.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1981. Rock characterization, testing and monitoring: ISRM Suggested methods. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, 211 pp.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1985. Suggested method for determining point load strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, Vol. 22, (2): pp. 51-60.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1987. Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15: 89-97.
- Johnson, R. B., DeGraff, J. V., 1988. *Principles of Engineering Geology*, 512 pages, John Wiley & Sons Press, ISBN: 0-471-03436-3,
- Koçbay, A., Kılıç, R., 2005. Obruk baraj yerinin (Çorum) mühendislik jeolojisi açısından incelenmesi, *Mühendislik Jeolojisi Bülteni*, Sayı 20: 29-40.
- Korkanç, M., 2003. Niğde yöresi bazaltlarının alternative agrega olarak değerlendirilmesi, İ.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, Doktora Tezi, 226 sayfa, (yayınlanmamış).
- Le Maitre, R.W., Bateman P., Dudek A., Keller, J., Lameyre Le Bas, M.J., Sabine, P.A., Schmid R., Sorensen H., Streckeisen, A., Woolley, A.R., Zanettin B., 1989. *A classification of igneous rocks and glossary of terms*, Blackwell, Oxford.
- Moos, A. V., Quarvain, F. De., 1948. *Technische Gesteinkunde*, Verlag Birkhauser Basel.
- NBG (Norwegian Group for Rock Mechanics), 1985. *Engineering Geology and Rock Engineering*, Handbook No 2, pp. 249.
- Pasquare, G., 1966. Outlines of the Neogene and Quaternary volcanism of Asia Minor, *Accad. Naz. Dei Linc.*, 40: 1077-1085.
- Streckeisen, A., 1976. To each plutonic rock its proper name, *Earth. Sci. Rev.*, 12: 1-33.
- Tuğrul, A., 1995. Niksar yöresi bazaltlarının mühendislik özelliklerine ayrışmanın etkileri, İ.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, Doktora Tezi, 168 sayfa (yayınlanmamış).
- Türkecan, A., Akçay, A. E., Satır, M., Dönmez, M., Ercan, T., 2003. Melendiz Dağları (Niğde) volkanizması, *56. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Bildiri Özleri Kitabı*, s. 16-17

Farklı geometrideki boşlukların ve et kalınlıklarının bloğun (hafif yapı elemanı) dayanımına etkisinin incelenmesi

Studies of different geometrical holes and shell thickness (light weight structural element) effects on the block's strength

S. Demirdağ & L. Gündüz

Süleyman Demirel Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

ÖZET: Günümüzde hafif agregalardan üretilen blokların kullanımı, gün geçtikçe artmaktadır. Standartlara uygun blokların elde edilmesinde etken olan en önemli parametreler dayanım ve birim ağırlıktır. Genelde bu özellikleri belirlemede ise, agrega oranı ve çimento oranının etkili olduğu düşünülmektedir. Fakat bu parametrelerin yanı sıra yapı elemanlarının geometrik şeklinin, elemanların basınç dayanım değeri ve birim ağırlık değerlerine nasıl etki ettiği ayrı bir inceleme konusu olmaktadır. Farklı geometrideki boşlukların ve et kalınlıklarının, bloğun dayanımına etkisini görebilmek için, bu çalışma kapsamında farklı boyutlarda, tek-iki sıra boşluklu ve 20, 25, 30, 35 mm et kalınlıklarındaki bloklar üzerinde kare, dikdörtgen, elips, daire boşluğa sahip geometri analizleri yapılarak standartlara uygunluğu araştırılmış ve ampirik yaklaşımlar verilmiştir.

ABSTRACT: The usage of masonry block from lightweight aggregates recently increases. The most important parameters in production suitable standard blocks are strength properties and unit weight. It is thought that aggregate ratio and cement ratio effectiveness those parameters. Structural geometry of masonry blocks has been an important parameter in strength values and unit weight values. Additionally, different geometry holes and shell thickness were experimented in order to determined effect on strength. In these tests one-two holes, 20-25-30-35 mm shell thickness block and circle, square, rectangle, ellipse geometry blocks were used. The structural geometry of blocks was investigated by using standards and empirical approaches.

1 GİRİŞ

Türkiye’de günümüz madencilik faaliyetleri açısından hafif agregalardan elde edilen hafif yapı elemanları önemli bir sektör haline gelmiştir. Özellikle inşaat sektöründeki hızlı gelişme, doğal yapı malzemesi olarak tanımlanan hafif agregaların, kullanımını gün geçtikçe arttırmaktadır. Ayrıca, yapılarda kullanılan malzemelerin sağlam ve hafif olması, bina statığı açısından önemli bir durum teşkil etmektedir.

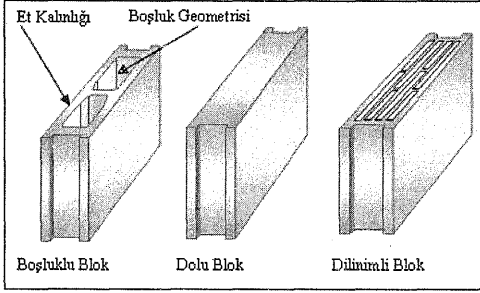
Hafif beton bloklar, yapılarda dolgu malzemesi olarak kullanılmak üzere, hafif agrega, birbirlerini bağlayıcı olarak çimento ve su ile hazırlanan kuru karışımın, farklı geometrilere dizayn edilmiş kalıplara sıkıştırılması sonucunda elde edilen ürünlerdir.

Hafif beton bloklar boşluklu olup olmadıklarına göre dolu veya boşluklu olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadırlar. Dolu bloklar, tam dolu ve özel yarıklı olmak üzere iki, boşluklu ise, tek sıra

boşluklu, iki sıra boşluklu, üç sıra boşluklu ve dört sıra boşluklu olmak üzere dört tipe ayrılmaktadırlar (Yaşar ve Pehlevan, 1997). Bununla birlikte, blokların ısı özelliklerinin maksimum olması için, mümkün olduğunca ince et kalınlığında ve daha az çimento kullanarak boşluklu bloklar üretilmektedir (Brown, 1990). İnsanlar yaşadıkları binalarda daha fazla enerji tasarrufu yapmak için, özellikle yüksek ısı yalıtım özelliğine sahip yapı malzemelerini talep etmektedirler (Sagmeister, 2000). Daha önce yapılan araştırmalarda, boşluklu beton bloklar ve ince agrega içermeyen blokların ısı iletkenlik değerlerinin yaklaşık 0,1-1,2 W/mK arasında olması önerilmiştir (Chen vd., 2000).

Hafif agregalı beton blokların, günümüzde yapı malzemesi olarak yoğun bir şekilde kullanıldığı fark edilmektedir. Hafif agregalı yapı elemanı bloklar, sektörde duvar elemanı ürünlerin yerini gün geçtikçe almakta ve böylece daha fazla kullanılmaktadır (Kornev, 1980).

Hafif agregalardan elde edilen hafif beton duvar blokları, genel görünüş bakımından dikdörtgenler prizması şeklinde olup çok farklı boyutlarda üretilmektedirler (Şekil 1).



Şekil 1. Günümüzde kullanılmakta olan bazı blok şekilleri

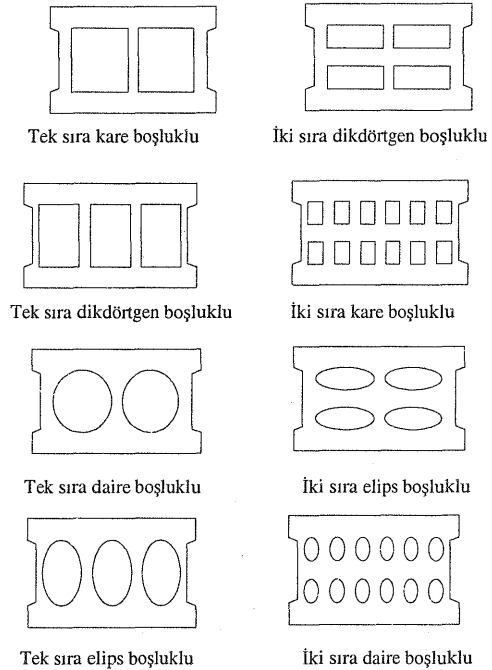
Yapı sektöründe, ocaktan çıkarılan hafif agregalar kırma ve öğütme işlemlerinden geçirilerek ince ve iri agregalar olarak sınıflandırılmaktadır. Fabrikalarda siparişlere bağlı olarak istenilen ebatlarda, standartlara uygun dayanım ve birim ağırlıklarda hafif yapı elemanı bloklar elde edilmektedir. Kaya mekanlığı ilkeleri çerçevesinde, blok geometrisinin yapı elemanlarının teknik özelliklerine ne derecede etki ettiği, teknik olarak incelenmeli, elde edilen blokların standartlara uygunluğu belirlenmesi, blokların dayanım özelliklerinin iyileştirilmesi, uygulamanın ekonomik yönünün ortaya çıkartılması açısından oldukça önem taşımaktadır.

Hafif yapı elemanlarının kullanımına yönelik, Türk Standartları incelendiğinde konu ile ilgili başlıca standardın "Bimsbetondan Mamul Yapı Elemanları" TS 2823 nolu standart olduğu görülmektedir. Bu standart da, boşluklu duvar blokların standarda uygunluk analizlerinde yapılacak incelemelerde iki ana kriter baz alınmaktadır. Standartta göre, bimsbetondan mamul yapı elemanlarının birim hacim ağırlığı ve blok geometrisi ne olursa olsun, istenilen minimum basınç dayanımı 20 kg/cm^2 , ortalama 25 kg/cm^2 ve birim ağırlıklarının ise, $500-1200 \text{ kg/m}^3$ olması gerekmektedir. Ayrıca boşluklu duvar blokları için 1 sıra, 2 sıra, 3 sıra ve 4 sıra boşluklu formlar önerilmiştir. Boşlukların geometrisi ise dikdörtgen şekilli olması öngörülmüştür (Demirdağ, 2005).

Davraz & Gündüz (2002) yaptıkları incelemelerde, pomza agregalı ve iki ayrı boşluk form şeklinde hazırlanmış (dikdörtgen boşluk ve diyagonal boşluk kesitli) bir sıra boşluklu blok elemanlarının ağırlık, dayanım ve şekilsel özellikleri açısından incelemeler yapmışlardır. İncelemeler sonucunda; duvar elemanı olarak kullanılan bir

bloğun dayanımı bloğun geometrik olarak oluşturan şekilsel forma bağımlı olarak, yüzey alanının veya boşluklu toplam hacmin bir fonksiyonu olarak değiştiğini belirlemişlerdir.

Ancak, ana hammadde olarak kullanılan hafif agregalardan elde edilen hafif yapı elemanı özelliklerine, agrega oranı ve çimento oranının yanı sıra yapı elemanlarının geometrik şeklinin, elemanların basınç dayanım değerine nasıl etki ettiği ayrı bir inceleme konusu olmaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi TS 2823'te bloklardaki boşlukların dikdörtgen geometride olması gerektiği belirtilmiştir. Blok geometrileri ve bu geometriye bağlı olarak bloğun dayanım özelliklerindeki değişimin nasıl olacağını belirlemek için farklı geometrilerde bloklar (Şekil 2) elde edilerek analizleri yapılmıştır.



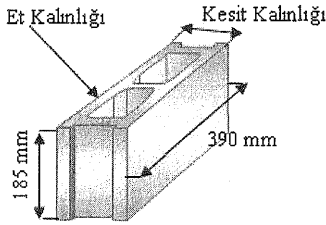
Şekil 2. Bloğun tek-iki sıra boşluklu olmasına göre, dört farklı boşluklu forma sahip blokların sembolik görünümü

2 BLOK GEOMETRİSİNİN DAYANIMA ETKİSİ

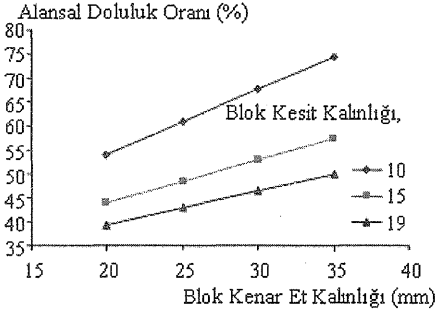
Hafif agregalı betondan elde edilen hafif yapı elemanlarının dayanım ve yalıtım özellikleri elemanın şekil, boyut ve geometrik özellikleri ile doğrudan ilişkilidir. TS 2823'te dikdörtgen boşluklu,

farklı et kalınlıklarında blokların üretilebileceği belirtilmektedir.

Yapı elemanı olarak kullanılan bir bloğun dayanımı, bloğun geometrik olarak şekilsel formunun ve toplam boşluk hacmin bir fonksiyonu olarak değişmektedir. Bu nedenle blok elemanlarının dayanım analizlerinin yapılabilmesi için blokların farklı et kalınlıklarındaki alansal doluluk oranlarının belirlenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada da, blok geometrisinin dayanıma etkisini belirlemek için daha ayrıntılı çalışma yapılmış ve tek sıra-iki sıra boşluklu blokların farklı geometrik boşluklarda (kare, elips, daire, dikdörtgen boşluklu) ve farklı et kalınlıklarındaki (20, 25, 30, 35 mm) blokların alansal doluluk oranları Şekil 4-Şekil 11'de verilmiştir. (Yapılan çalışmalarda, bloğun uzunluğu 390 mm, yüksekliği 185 mm, kesit kalınlıkları ise 100-150-190 mm (Şekil 3) olarak alınmıştır.)



Şekil 3. Araştırmada kullanılan blok elemanlarının geometrisi ve boyutları



Şekil 4. Tek sıra-dikdörtgen geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

Yapılan incelemelerde tek sıra-iki sıra boşluklu ve farklı geometrik boşluklara sahip blokların alansal doluluk oranları fonksiyonel görgül eşitliklerle tanımlanmış olup aşağıdaki Eşitliklerde verilmiştir.

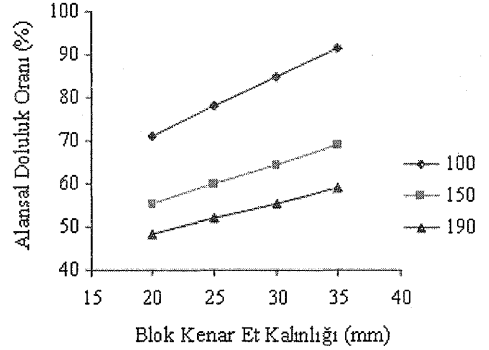
$$AD = \left(\frac{135,9}{d} \right) * a + \left(29,194 * e^{-0,0008 * d} \right)$$

Burada;

AD: Alansal doluluk oranı, %

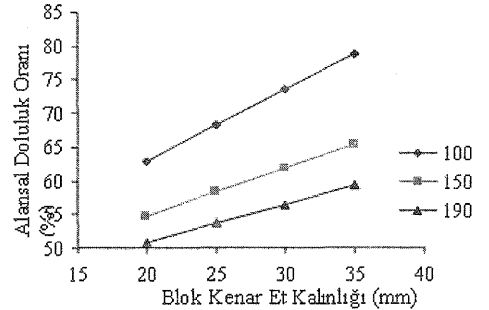
d: Blok kesit kalınlığı, mm

a: Blok kenar et kalınlığı, mm



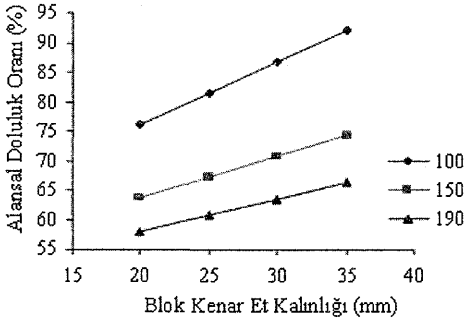
Şekil 5. İki sıra-dikdörtgen geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = \left(135,81 * d^{-0,9999} \right) * a + \left(277,56 * d^{-0,4006} \right)$$



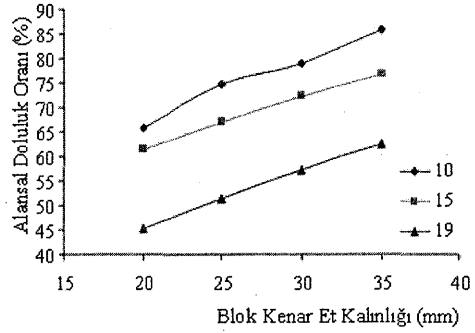
Şekil 6. Tek sıra-elips geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = \left(106,77 * d^{-1,0002} \right) * a + \left(43,746 * e^{-0,0005 * d} \right)$$



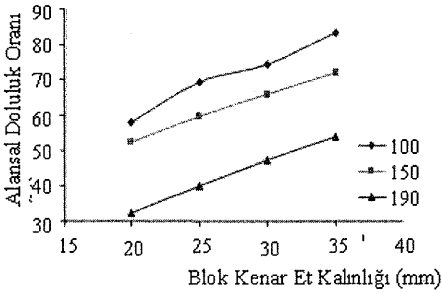
Şekil 7. İki sıra-elips geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = (106,85 * d^{-1,0004}) * a + (176 * d^{-0,2532})$$



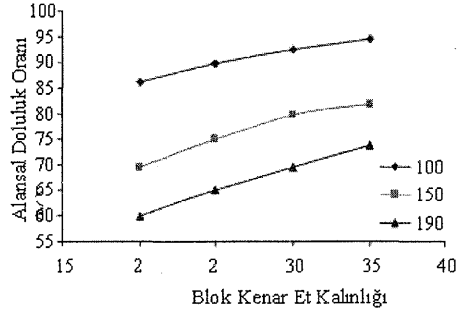
Şekil 10. Tek sıra-daire geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = (42,847 * e^{-0,0078 * d}) * a + 0,0012 * d + 0,297$$



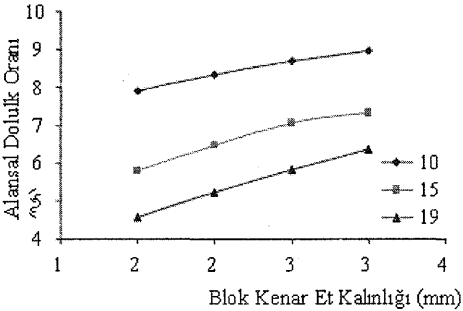
Şekil 8. Tek sıra-kare geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = (57,017 * e^{-0,0158 * d}) * a + 0,0031 * d + 0,2448$$



Şekil 11. İki sıra-daire geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = (63148 * d^{-1,5381}) * a + 0,3242 \ln d - 1,3283$$



Şekil 9. İki sıra-kare geometri boşluklu blokların kenar et kalınlığına bağlı olarak alansal doluluk oranı ilişkisi

$$AD = (225,59 * e^{-0,0164 * d}) * a + 0,0036 * d - 0,1429$$

Bloklarda kenar et kalınlığı arttıkça bloğun alansal doluluk oranları da artmaktadır. Boşluk geometrisine ve bloğun tek sıra veya iki sıra boşluklu olmasına bağlı olarak kullanılacak malzeme miktarı belirlenebilmektedir. Kullanılan malzemeye göre, bloğun dolu hacmi değişmekte ve doğal olarak bloğun ağırlık değerine doğrudan etki etmektedir.

Standartlara uygun blok elde etmek için laboratuvar ortamında çok fazla sayıda blok döküp üzerinde deneyler yapılması her zaman mümkün olmayabilmektedir. Bu nedenle, prizmatik küp numuneler (10x10x10 cm) dökülerek gerekli deneyler yapılmakta ve bu değerlere göre karışım parametre ve oranları belirlenmekte ve bu değerlerden yaklaşımlar elde edilerek bloğun

değerlerine geçiş yapılmaktadır. Bu çalışmada da standardın öngördüğü ortalama dayanım olan 25 kg/cm² değerine sahip blok elde edebilmek için, bloğun et kalınlığına ve kesitine bağlı olarak elde edilmesi gereken küp numunenin minimum dayanımının ne olması gerektiği alansal doluluk oranlarına bağlı olarak her bir geometri için belirlenmiştir (Çizelge 1-Çizelge 3). (Bu çalışmada, 30 mm et kalınlığında, 100,150,190 mm kesit kalınlığında ve tek-iki sıra boşluklu blokların 25 kg/cm² dayanıma sahip olması için elde edilecek küp numunelerin olması gereken basınç dayanım değerleri belirlenmiştir.)

Çizelge 1. 25 kg/cm² dayanımında 100 mm kesit kalınlığında blok elde etmek için boşluk geometrisine bağlı olarak gerekli küp numune dayanım değerleri

Boşluk Geometrisi	Tek sıra boşluklu bloklar için küp numune basınç dayanımı (kg/cm ²)	İki sıra boşluklu bloklar için küp numune basınç dayanımı (kg/cm ²)
Dikdörtgen	36,93	29,52
Elips	34,00	28,78
Kare	33,62	27,18
Daire	31,74	27,00

Çizelge 2. 25 kg/cm² dayanımında 150 mm kesit kalınlığında blok elde etmek için boşluk geometrisine bağlı olarak gerekli küp numune dayanım değerleri

Boşluk Geometrisi	Tek sıra boşluklu bloklar için küp numune basınç dayanımı (kg/cm ²)	İki sıra boşluklu bloklar için küp numune basınç dayanımı (kg/cm ²)
Dikdörtgen	47,10	38,82
Elips	40,43	35,34
Kare	37,79	32,99
Daire	34,67	31,38

Farklı geometrilere sahip bloklar üzerinde yapılan incelemeler sonucunda bloğun dayanım özelliğinin TS 2823'te belirtilen blok geometrilerinden daha uygun değerler elde edildiği görülmektedir.

Alansal doluluk oranlarına bağlı olarak yapılan analizlerden de görüldüğü gibi, TS 2823'te öngörülen dayanım değerlerini daire, elips ve kare boşluklu bloklarda daha düşük dozajlardaki harc karışımları ile elde edileceği görülmüştür. Ancak,

bunun aksine dikdörtgen boşluk geometrisine sahip blok elemanlarında ise aynı dayanımı sağlamak için daha yüksek oranda çimento kullanılmış harc karışımlarına gereksinim duyulacağı belirlenmiştir. Diğer bir deyişle blok geometrisinde yer alacak boşluk formu, dikdörtgen formda olduğundan diğer boşluk formlarına (daire, elips ve kare) göre daha düşük dayanım değerlerinin elde edilmesine olanak sağlamaktadır.

Çizelge 3. 25 kg/cm² dayanımında 190 mm kesit kalınlığında blok elde etmek için boşluk geometrisine bağlı olarak gerekli küp numune dayanım değerleri

Boşluk Geometrisi	Tek sıra boşluklu bloklar için küp numune basınç dayanımı (kg/cm ²)	İki sıra boşluklu bloklar için küp numune basınç dayanımı (kg/cm ²)
Dikdörtgen	53,77	45,10
Elips	44,26	39,37
Kare	52,78	39,54
Daire	43,73	35,91

3 SONUÇLAR

Bu çalışmada geometri türü, et kalınlığı ve kesit kalınlığına bağlı olarak dayanıma etken parametre olan alansal doluluk oranları belirlenmiştir. Alansal doluluk oranlarına göre standartlara uygun blok dayanımlarının kestirimi yapılabilmektedir. Farklı geometrilerde sahip bloklar üzerinde yapılan incelemeler sonucunda bloğun dayanım özelliğinin TS 2823'te belirtilen blok geometrisinden daha uygun değerler elde edildiği görülmüştür. TS 2823'te belirtilen dayanım değerlerini daire, elips ve kare boşluklu bloklar için daha az dayanıma sahip prizmatik küp numunelerle elde edildiği belirlenmiştir.

Bu ilişkiyi göstermek için, örnek bir et kalınlığı seçilerek, sadece 30 mm et kalınlığına sahip blokların standarda uygun dayanımı elde etmek için geometrinin önemini gösteren değerler verilmiştir. Diğer et kalınlıkları için yapılan hesaplamalarda da daire, elips ve kare boşluk geometrileri dikdörtgen geometriden daha avantajlı çıkmıştır.

Bu çalışmada hafif yapı elemanı eldesinde, sabit çimento oranları, sabit agrega oranı (ince/iri), sabit tane iriliği, sabit vibrasyon süresi ve baskı kuvveti değerleri esas alınmıştır. Bütün bu parametreler değiştirilerek blokların geometriye bağlı olarak dayanım değerlerinin ne ölçüde değişim göstereceği aynı bir araştırma konusunu gündeme getirmektedir.

KAYNAKLAR

- Brown, B.J., 1990. Report on Concrete Mix Design For Lightweight Masonry Units Using Yali Pumice Coarse and Fine Aggregates, Report No: 89/3408D/2923, STATS Scotland Ltd., East Kilbride, Scotland.
- Chen, H.C., Liou, A.W., Yen, T., 2000. Improvement of The Thermal Insulation of Lightweight Aggregate Concrete, Cement and Concrete Technology in the 2000 s, Volume:2, 6-10 September, İstanbul.
- Davraz, M., Gündüz, L., 2002. Blok Geometrisinin Hafif Yapı Elemanlarının Dayanım Özelliklerine Olan Etkisi, VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu, Kayamek'2002, 10-11 Ekim, Konya.
- Demirdağ, S., 2005. Volkanik Cüruf Oluşumlarının İnşaat Endüstrisinde Hafif Yapı Malzemesi Olarak Değerlendirilmesi, Doktora Tezi, Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Isparta.
- Kornev, N.A., Kramar, V.G. and Kudryavtsev, A.A., 1980. Design Peculiarities of Prestressed Supporting Constructions from Concretes on Porous Aggregates, The Concrete Society, The Construction Press, Lancaster, London, New York, UK.
- Sagmeister, B., 2000. Heat-Insulating from No-Fines Lightweight Concrete, Materialprüfungs-und Versuchsanstalt, MPVA, Neuwied.
- TS 2823, 1986. Bimsbetondan Mamul Yapı Elemanları.
- Yaşar, Y., Pehlevan, A., 1997. Hıgro-Termik koşullar Açısından Bimsbeton Bloklı Dış Duvar Konstrüksiyonları ve Havalandırılmalı Yeni Bir Bimsbeton Blok, I. Isparta Pomza Sempozyumu, 26-28 Haziran, Isparta.

Karayün kumtaşlarının (Sivas) mühendislik özelliklerinin istatistiksel değerlendirilmesi

Statistical assesment of engineering properties of Karayün sandstones (Sivas)

D. Erik

Karayolları 16. Bölge Müdürlüğü, SİVAS

M. Mutlutürk

Jeoloji Mühendisliği Bölümü, S.Demirel Üniversitesi, ISPARTA

ÖZET: Sivas ve yakın çevresinde geniş yayılım gösteren Karayün Kumtaşları farklı mühendislik projelerinde yapıtaşı ve temel kaya olarak kullanılmaktadır. Değişik mühendislik işlerinde kullanılan Karayün Kumtaşlarının fiziksel, mekanik özellikleri ile laboratuvar ses hızlarının belirlenmesi ve bulunan değerlerin karşılaştırılması bu araştırmanın amacını oluşturmaktadır.

Yapılan çalışmada, Karayün kumtaşlarından alınan blok numunelerden çıkarılan karot örnekler üzerinde, birim ağırlık, su emme, porozite gibi indeks deneyler ile suda aşınma, tek eksenli basınç, dolaylı çekme, schmidt sertliği, LA.aşınma kaybı ve NaSO₄ Don kaybı deneyleri yapılmıştır. Aynı karot örnekler üzerinde Vp ve Vs hızları ölçülmüş ve dinamik elastik parametreler hesaplanarak sonuçların istatistiksel karşılaştırması yapılarak aralarındaki ilişkiler çoklu regresyon analizi ile belirlenmiştir.

ABSTRACT: Karayün Sandstones, widely spread around Sivas have been used as building stones and base rock in different engineering projects. This research covers the determination and correlation of physical and mechanical properties in association with calculation of seismic velocities of Karayün Sandstones regarding different engineering projects.

During the research; index laboratory works comprising unit weight, water absorption, porosity, abrasion in water, uniaxial compressive strength, indirect tensile strength, Schmidt hardness, L.A. abrasion test and Na₂SO₄ freeze and thaw loss have been carried out on the cores taken from the block samples of Karayün Sandstones. Furthermore, Vp and Vs velocities were measured on the same core samples and dynamic elastical parameters have been calculated. Resulting values have been statistically compared and the relations within were determined by using multiple regression analysis.

1 GİRİŞ

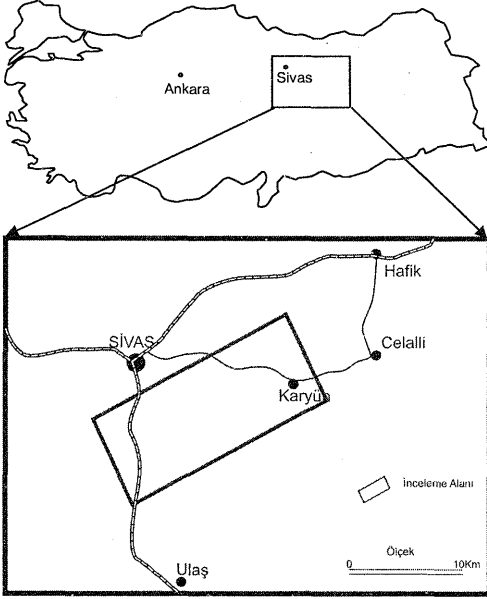
Sivas Havzasında çökelmiş olan Karayün Kumtaşları gerek geniş yayılım alanına sahip olmaları, gerekse 2600 m. lik kalın bir istif olmaları bakımından günümüze kadar pek çok araştırmaya konu olmuştur. Birimin ağırlıklı olarak kumtaşı litolojisine sahip olması ve bölgede bulunan büyük antiklinal yapılar sebebi ile petrol aramacılığında rezervuar kaya olmaları üzerinde yakın zamanda yüzey jeolojisi çalışmaları yapılmaktadır. Özellikle Tecer ırmağı kenarında kıyı tahkimat taşı olarak kullanılması ve bu birim içerisinde başlanacak olan

~20 Km lik yol yapım çalışmaları nedeni ile bu formasyonun yeterince bilinmeyen mühendislik özellikleri ortaya konulması amaçlanmıştır.

İnceleme alanı iç Anadolu'nun Doğu kesimlerinde bulunan Sivas ili yakınlarında yer almaktadır (Şekil 1).

İnceleme alanında bulunan Karayün Kumtaşlarının fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacı ile örnekler, birimin yayılım gösterdiği bölgelerden blok şeklinde alınmış ve daha sonra laboratuvar da bu bloklardan NX çaplı karot örnekleri hazırlanmıştır. Hazırlanan karot örnekleri

üzerinde; tek eksenli basınç dayanımı (σ_c), Dolaylı Çekme dayanımı (σ_t), Sonik Hız (Vp,Vs), Dane Birim Hacim Ağırlık(γ_s), Yoğunluk(ρ), Su emme, Porozite(n), NaSO4 Don kaybı, L.A. Aşınma Deneyleri yapılmıştır. Deneylerde TSE 699 ve ISRM 1981 standartları kullanılmıştır. Elde edilen veriler istatistiksel olarak karşılaştırılmış ve birime ait mekanik ve fiziksel özellikler arasındaki sayısal ilişkiler belirlenmeye çalışılmıştır.

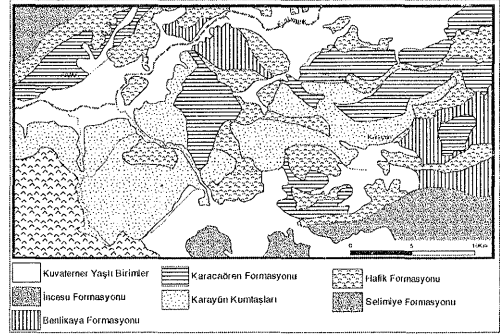


Şekil 1. İnceleme alanı yerbuldurur haritası

2 GENEL JEOLOJİ

Sivas Tersiyer Havzası, Neotetisin kuzey kolunun Erken Tersiyerde kapanması sırasında gelişmeye başlayan Orta Anadolu havzalarından biridir (Cater ve diğ., 1991). Havzada yaşlıdan gence doğru; temelde Permo-Triyas yaşlı Metamorfitler ve Üstkretase yerleşim yaşlı ofiyolitler bulunmaktadır. Havzadaki en yaşlı çökeller kırçtaşlarından oluşan Tecer Formasyonudur (İnan ve İnan, 1990). Eosen yaşlı Bozbel Formasyonu (Kurtman, 1973) havza ortalarında filiş kenarlarda ise numulitik kireçtaşları ile temsil edilmekte olup üst seviyeleri evaporitik kayalar ile temsil edilmektedir. Oligosen' de havzanın bazı bölümlerinde sığ denizel- karasal kırıntılılar başlar ve üst seviyelerde tamamen akarsu kırıntılıları ile temsil edilirler (Selimiye Formasyonu, Kurtman, 1973). Havza Erken miyosende yaygın bir denizel çökelim izlenir. Sığ

denizel kırıntılılar, karbonatlar ve evaporitlerden oluşan bu çökeller havzanın doğusunda büyük kalınlıklar sunarken, batıya doğru incelerek yerlerini karasal çökellere bırakırlar. Bu birimler çeşitli araştırmacılar tarafından farklı adlamalar yapılmıştır. Bu çalışmanın konusu da olan Karayün Kumtaşları adlaması Kangal ve Varol (1999) tarafından yapılmıştır. Karayün kumtaşları bölgede geniş bir yayılım sunmaktadır (Şekil 2). Birim Erken miyosen yaşındadır (Kangal ve Varol, 1999). Tabanda jipsler üzerine kötü boylanmalı çakıllar ile uyumsuzlukla gelen birim yayılım boyunca kumtaşı, çakıltaşı ve silttaşı ve seyrek olarak marn tabakalarının ardalanmasıyla sürer (Cater ve diğ., 1991). İstif ağırlıklı olarak 1-2m kalınlığında kırmızı ve pembe renkli çakıllı, iri orta taneli kumtaşlarından oluşmaktadır. Yer yer kırmızı renkli ince silttaşı bantlarında gözlenmektedir. Birimin en kalın olduğu Taşlıdere'de' ki kalınlığı Kangal ve Varol (1999) tarafından 2600m olarak belirlenmiştir.



Şekil 2. İnceleme alanı ve yakın çevresinin jeoloji haritası (Poisson ve diğ., 1996; Kangal ve Varol, 1999' dan sadeleştirilerek)

3 MALZEME ÖZELLİKLERİ

Karayün kumtaşlarının fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenebilmesi amacı ile birimin geniş yayılım gösterdiği Taşlıdere ve Karayün civarından derlenen örnekler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Örnekler, sahadan blok şeklinde alınmış ve bu bloklardan laboratuvar NX çaplı karotlar alınarak hazırlanmıştır. Deneyler ISRM (1981) ve TSE 699 standartlarına uygun olarak yapılmıştır. Tanımlamaya yönelik deneylerden Yoğunluk (ρ), Dane Birim Hacim Ağırlık (γ_s), Ağırlıkça ve Hacimce Su Eme, Porozite (n), Suda Dağılmaya Karşı Aşınma Direnci (Slake Durability)(I_{sd}) deneyleri yapılmıştır. Dayanım deneyleri ise; Tek eksenli basınç dayanımı (σ_c), Dolaylı çekme

dayanımı (σ , Brezilyan), Los Angles Aşınma Direnci, NaSO_4 Don kaybı (5 periyot), Schmidt Sertliği (r), Sonik Hız deneyleri (V_p, V_s) ve bunlardan elde edilen dinamik elastik parametreler yapılmıştır.

Tek kesenli basınç dayanımları Deere ve Miller (1966)'ya göre en büyük, en küçük ve ortalama değerler dikkate alındığında "Çok düşük dayanımlı" sınıfında yer almaktadır. Suda dağılmaya karşı aşınma mukavemetleri ise 2 periyot için oldukça iyi sayılabilir değerler sunmaktadır. Agregada özelliklerini belirlenmesi için yapılan NaSO_4 değeri ise 5 çevrim için 500 donma-çözölmeye karşılık %93.67 gibi oldukça yüksek bir değer, L.A. Aşınma direnci değeri ise % 91.8 olarak belirlenmiştir. Bu iki sonuç birlikte değerlendirildiğinde malzemenin agregada üretimine uygun olmadığı görölmektedir.

3.1 İstatistiksel analizler

Tanımlamaya yönelik olarak yapılan istatistik çalışmalarında; en büyük, en küçük, ortalama, standart sapma, eğrilik, basıklık, ortanca gibi değerler belirlenmiştir. (Çizelge 1). Daha sonra değişim aralığı ve standart sapma dikkate alınarak standartlaştırılan değerlerin veri yoğunluğu dağılımı (Frekans) çözümlemeleri yapılmıştır (Şekil 3).

Frekans dağılımları incelendiğinde; dağılımın simetrik olup olmamasının kontrolünü sağlayan Yamukluk (Skewness) değerinin porozite, Ağırlıkça ve Hacimce su emme, yoğunluk, V_{din} ve Tek eksenli basınç dayanımlarında sıfıra yakın değerler sunmaları ile bu parametrelerde dağılımların simetrik olduğu görölmektedir. Frekans eğrisinin normal dağılıma göre ne kadar yassı veya yüksek olduğunu gösterir Basıklık (Kurtosis) değerleri ise; E din değerleri 3 e yakın olmaları sebebi ile normal dağılım göstermeleri nedeni ile "Mezokurtic" bir eğridir (İkiz ve diğ., 2000). Ortalama ve standart sapmaların birlikte değerlendirilmesine yarayan ve dizinin yaygınlığının ölçütü olan Değişim Katsayısı (CF) değerinin <20 olması gerekmekte ve $CF < 5$ değerlerinde dar ve eşdüzenli dağılımdan söz edilebilir (Bekiroğlu, 1998). Buna göre CF değerleri incelendiğinde; porozite, ağırlıkça ve hacimce su emme, Dane birim hacim ağırlık, yoğunluk ve schmidt sertliğinin normal dağılım sundukları ve bunlardan; dane birim hacim ağırlık ve yoğunluk değerlerinin eşdüzenli dağılım sundukları görölmektedir. Veri Yoğunluğu Dağılımı Grafiklerinde (Şekil 3) tepe değerler (Mod) incelendiğinde ise deneylerin çoğunlukla birden fazla tepe değere sahip olduğu görölmektedir. Bu sonuç ise ilgili deney ve ardalınamalı istiftteki

kumtaşlarının farklı seviyelerdeki özellikleri arasındaki farklılık/benzerlik ile açıklanabilir.

Standartlaştırılmış deney sonuçları üzerinde parametrelerin birbirleri ile olan sayısal ilişkileri belirlemek amacı ile çoklu regresyon uygulaması yapılmıştır. Çoklu regresyon basamaklı olarak uygulanmış, öncelikler en yüksek r^2 değerinden itibaren her bir parametre sırası ile regresyon çözümlemesine katılış ve her adımda gerekirse uygun olmayan parametreler çıkarılmıştır. Çoklu regresyon analizi çalışmalarında SPSS (V.14) yazılımı kullanılmıştır.

Çoklu regresyon analizi sonucunda;

Tek eksenli basınç dayanımı ile; Porozite, yoğunluk, V_s , V_{din} ve Schmid sertliği(r) arasında oldukça anlamlı bir $r^2 = 1$ değeri belirlenmiştir (1)

$\sigma_c = 84,171 - 0.758n - 3,366d + 0,004V_s + 8,383V_{din} + 0.016r$ (1)
E_{din} ile ; Porozite (n), Dolaylı Çekme(σ_t), γ_s , ρ ve Schmid sertliği(r) arasında $r^2 = 1$ değerini veren doğrusal bir ilişki belirlenmiştir (2).

$E_{din} = 1079,61 + 19.640n + 25.096 \sigma_t - 30.11\gamma_s - 24.27d - 3.514r$ (2)
 σ_t ile ; Porozite (n), γ_s , d, σ_c ve r. arasında $r^2 = 1$ değerini veren doğrusal bir ilişki belirlenmiştir(Çizelge 3).

$$\sigma_{TB} = -88.194 + 0.075n - 0.063 \gamma_s + 3.955d + \sigma_c - 0.025r$$

Tek eksenli basınç dayanımı ve Dolaylı çekme dayanımı arasında ise $r^2 = 0.742$ olan eşitlik saptanmıştır

$$\sigma_c = 1.831 \sigma_{TB} + 0.269$$

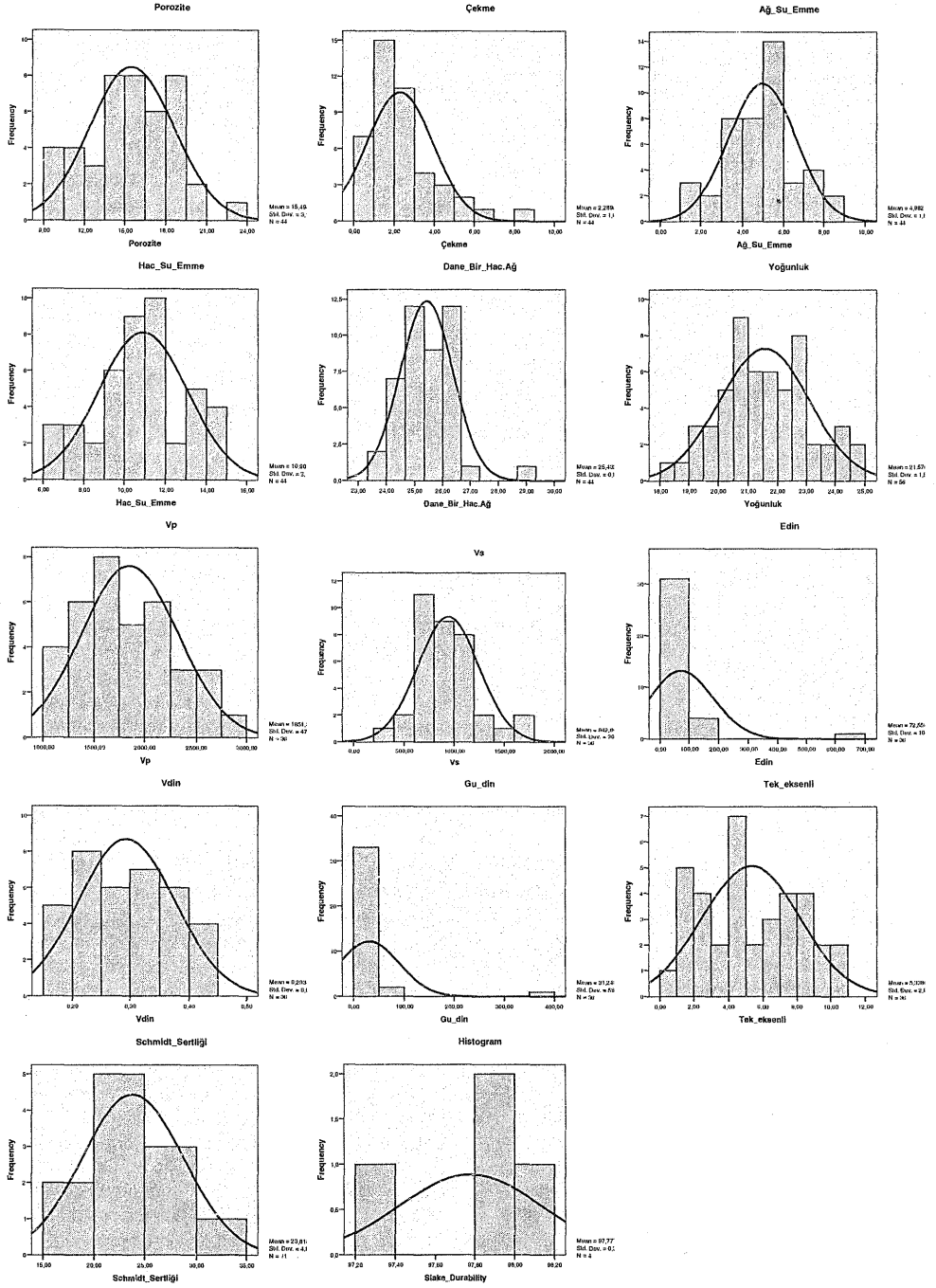
Çoklu regresyon analizine göre belirlenen değerlerde r^2 nin 1 ve 1 e yakın değerler sunması eşitliklerin bilinen parametrelerden bilinmeyen parametrelerin kestirilmesinde bu birimde yapılacak pratik mühendislik uygulamasında kolaylık sağlayacaktır.

4 SONUÇ VE ÖNERİLER

Bölgede geniş yayılım gösteren karayün kumtaşları farklı mühendislik projeleri içerisinde yer almaktadır. Bu birim için yapılan kaya mekaniği deneyleri sonucunda birimin indeks ve mekanik özellikleri ortaya konulmuştur. Bu özellikler arasında yapılan çoklu regresyon analizleri ile bazı dayanım parametrelerinin ampirik yaklaşımlarla belirlenmesi sağlanmıştır. Ancak önerilen bu eşitlikler tüm kayaç malzemelerine uygulanmamalı sadece Karayün Kumtaşlarını yansıtmaktadır. Basit mühendislik projelerinde bu eşitliklerin kullanılması önerilirken büyük mühendislik yapılarında bu eşitlikler denetirilerek uygulanmalıdır.

Çizelge 1. Karaytın Kumtaşları laboratuvar deneyleri tanımlayıcı istatistik analizi sonuçları

	N	Değişim	Minimum	Maximum	Ortalama		Standart Sapma	Değişim Katsayısı	Varyans	Yamukluk		Basıklık	
		İstatistik	İstatistik	İstatistik	İstatistik	Std. Hata	İstatistik	İstatistik	İstatistik	İstatistik	Std. Hata	İstatistik	Std. Hata
Porozite (%)	45	8,93	11,42	20,35	15,43	0,32	2,12	13,74	4,48	-0,06	0,35	-0,59	0,70
Dolaylı Çekme Dayanımı (MPa)	45	3,82	0,86	4,68	2,26	0,11	0,72	31,86	0,52	1,19	0,35	2,05	0,70
Ağırlıkça Su Emme (%)	45	2,52	3,76	6,28	4,99	0,09	0,62	12,42	0,38	-0,01	0,35	-0,29	0,70
Hacimce SuEmme (%)	45	4,41	8,68	13,09	10,93	0,17	1,14	10,43	1,30	-0,13	0,35	-0,40	0,70
Dane Bir Hac.Ağ (kN/m³)	45	1,77	25,16	26,93	25,54	0,05	0,31	1,21	0,10	2,47	0,35	9,28	0,70
Yoğunluk (kN/m³)	57	2,22	20,51	22,73	21,59	0,07	0,52	2,41	0,28	0,15	0,32	-0,56	0,62
V _p (m/sn)	36	1853,96	1057,18	2911,14	1850,51	78,51	471,04	25,45	221878,46	0,38	0,39	-0,51	0,77
V _s (m/sn)	36	1154,84	563,37	1718,21	963,30	46,78	280,71	29,14	78797,57	0,96	0,39	1,06	0,77
E _{d1n} (GPa)	36	143,53	18,58	162,11	55,36	5,55	33,31	60,17	1109,70	1,70	0,39	3,42	0,77
V _{d1n}	36	0,30	0,15	0,45	0,29	0,01	0,08	27,59	0,01	-0,03	0,39	-0,84	0,77
Gu _{d1n} (GPa)	36	59,49	6,84	66,33	21,75	2,32	13,90	63,91	193,09	1,86	0,39	4,09	0,77
Tek eksenli Basınç Dayanımı (MPa)	36	6,35	2,43	8,78	5,34	0,31	1,84	34,46	3,37	0,07	0,39	-1,13	0,77
Schmidt Sertliği	11	14,00	18,00	32,00	23,82	1,19	3,95	16,58	15,56	0,73	0,66	0,55	1,28
Suda Dağılaya Karşı Aşınma Direnci (%)	4	0,83	97,26	98,09	97,78	0,18	0,36	0,37	0,129	-1,525	1,014	2,851	2,619
L.A.Aşınma Kaybı (%)	1	-	-	-	91,8	-	-	-	-	-	-	-	-
NaSo ₄ Don Kaybı (%)	1	-	-	-	93,67	-	-	-	-	-	-	-	-



Şekil 3. Karayün Kumtaşıları Laboratuvar deneylerinin Veri Yoğunluğu Dağılımı Grafikleri

KAYNAKLAR

- Cater, J.M.L., Hana, S.S., Ries, A.c., and Tuner, P., 1991, Tertiary evolution of the Sivas basin , Central Turkey: *Tectonophysics*, 195, p. 29-46
- Deere, D.U., and Miller, R.P., 1966. *Classification and index properties of intact rock*. Tech. Report AFWL - TR - 65 - 116, AF Special Weapons Center, Kirtland Air Force Base, New Mexico
- ISRM.,1981. *Rock characterization, testing and monitoring: ISRM suggested methods*. E.T. Brown (ed.), Pergamon Pres, 211pp.
- İkiz, F., Püskülcü, H. Ve Eren, Ş., 2000, *İstatistiğe giriş*, 49 s, Barış Yayınları, İzmir.
- İnan, N. Ve İnan, S., 1990, Gürlevik kireçtaşlarının (Sivas) özellikleri ve önerilen yeni isim: Tecer Formasyonu: *Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni*, C: 33, Sayı 1, s: 51-56
- Kangal, Ö., ve Varol, B., 1999. Sivas havzası alt miyosen istifinde havza kenarı faiesleri. *TPJD Bülteni*, C:11, S:1, Sayfa: 31-53
- Kurtman, F., 1973, Sivas – Hafik – Zara ve İmranlı Bölgesinin Jeolojik ve tektonik yapısı, *MTA Dergisi Sayı*, 80, S: 1-32.
- TSE 699, 1978. *Doğal yapı taşlarının muayene ve deney metodları*. Türk Standartları Enstitüsü, 16s

Yakakayı (Eskişehir) Gölet yerindeki ofiyolitik kayaçların mühendislik ve petrografik özellikleri

Engineering and petrographical properties of ophiolitic rocks at Yakakayı (Eskişehir) dam site

E.A.Özsoy & G.Yılmaz

Porsuk Meslek Yüksekokulu, Anadolu Üniversitesi, ESKİŞEHİR

A.Özsan & Y.K.Kadioğlu

Jeoloji Mühendisliği, Ankara Üniversitesi, ANKARA

ÖZET: Yakakayı gölet yeri, Eskişehir ilinin 25 km kuzeydoğusunda yer almaktadır. Gölet yerinde Üst Kretase yaşlı ofiyolitik melanj, Kuvaterner yaşlı yamaç molozu ve alüvyon bulunmaktadır. Çalışmanın konusu, Yakakayı gölet yerindeki ofiyolitik kayaçların mühendislik ve petrografik özelliklerinin belirlenmesidir. Bu kapsamda ofiyolitik melanj içinde sondajlardan alınan karot numuneleri petrografi ve XRD analizi çalışması sonucunda adlandırılmış, kuyu bazında korele edilmiş ve kayaçların fiziko-mekanik özellikleri ortaya konmuştur. Buna göre Yakakayı gölet yerindeki ofiyolitik kayaçlarda bazaltların ortalama tek eksenli basınç dayanımı 63,02 MPa, kireçtaşlarının ortalama tek eksenli basınç dayanımı 15,69 MPa, serpantinlerin ortalama tek eksenli basınç dayanımı 13,47 MPa, radyolaritlerin ortalama tek eksenli basınç dayanımı 28,37 MPa'dır. Ofiyolitik kayaçları oluşturan birimlerin suda dağılmaya karşı dayanım özellikleri oldukça yüksek değerlerde bulunduğundan gölet yerinde duraylılık ve geçirimsizlik açısından herhangi bir sorun oluşturmadığı belirlenmiştir.

ABSTRACT: Yakakayı dam site is located 25 kilometers far from Northern part of Eskişehir province. The rock units at the dam site are ophiolitic rocks of Upper Cretase in age and terrace, talus and alluvium of Quaternary age. The purpose of this study is to determine the engineering, petrography and slakes durability properties of ophiolitic rocks at Yakakayı dam site. For this purpose, after the petrography cores correlated and XRD analyses core samples were named and laboratory tests on core samples were carried out to find out physico-mechanical properties. As a result of laboratory tests, uniaxial compressive strength mean of ophiolitic rocks as basalts 63,02 MPa; limestones 15,69 MPa, radiolarites 28,37 MPa and serpentines 13,47 MPa. Also slake durability index properties of ophiolitic rocks are high class so that there is no problem about durability and porosity at the dam site.

1.GİRİŞ

Mühendislik yapılarının başarılı ve ekonomik bir biçimde uygulanması için detaylı alan araştırması şarttır. Yetersiz bilgilerle belirlenen zemin özellikleri üzerine kurulan mühendislik yapılarında, ciddi tehlikeler ve yapıda önemli hasarlarla karşılaşılabilir. Baraj ve tünel gibi önemli mühendislik yapılarının inşa edilmesinin düşünüldüğü bir saha, projelendirmeye

başlanılmadan önce iyi etüt edilmelidir. Yapılacak hatalar veya eksik değerlendirmelerle projenin inşaat aşamasında karşılaşılan ve geriye dönülmesi çok zor olan sonuçlar ortaya çıkmaktadır. Bunun örneklerine uygulamalarda oldukça sık rastlanılmaktadır. Kayaçların sudaki dayanıklılığı bütün uygulamalarda son derece önemlidir. Kayaç özelliklerindeki değişimler su emme,

bişimleri Streckeisen (1976) 'ın modal mineralojik bişimine göre yapılmıştır. Buna göre Yakakayı gölet yeri ve civarında yüzlek veren ofiyolitik kayaçların volkanik kökenli olanları bazalt olarak karşımıza çıkmaktadır.

Çizelge 1. Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarının petrografik incelemeleri sonucunda oluşturulan temel sondajlarının korelasyonu.

Kuyu No Derinlik	SK-1	SK-2	SK-3	SK-4	DSK-1
0-0,3 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Bazalt
0,5-1 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Bazalt
1-1,5 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Bazalt
1,5-2 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Bazalt
2-2,5 m.	Bazalt	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
2,5-3 m.	Bazalt	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
3-3,5 m.	Bazalt	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
3,5-4 m.	Bazalt	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
4-4,5 m.	Bazalt	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Serpantin
4,5-5 m.	Bazalt	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Serpantin
5-5,5 m.	Diabaz	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
5,5-6 m.	Diabaz	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
6-6,5 m.	Diabaz	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
6,5-7 m.	Diabaz	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt
7-7,5 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
7,5-8 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
8-8,5 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
8,5-9 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
9-10 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
10-10,5 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
10,5-11 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
11-11,5 m.	Bazalt	Bazalt	Kireçtaşı	Diabaz	Kireçtaşı
11,5-12 m.	Kireçtaşı	Bazalt	Kireçtaşı	Diabaz	Kireçtaşı
12-12,5 m.	Kireçtaşı	Bazalt	Kireçtaşı	Diabaz	Kireçtaşı
12,5-13 m.	Kireçtaşı	Bazalt	Bazalt	Diabaz	Bazalt
13-13,5 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Lisvenit
13,5-14 m.	Bazalt	Bazalt	Diabaz	Bazalt	Lisvenit
14-14,5 m.	Bazalt	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
14,5-15 m.	Bazalt	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
15-15,5 m.	Bazalt	Radyolarit	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
15,5-16 m.	Bazalt	Radyolarit	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
16-16,5 m.	Bazalt	Radyolarit	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
16,5-17 m.	Bazalt	Radyolarit	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
17-17,5 m.	Bazalt	Radyolarit	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
17,5-18 m.	Bazalt	Radyolarit	Radyolarit	Bazalt	Radyolarit
18-18,5 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
18,5-19 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
19-19,5 m.	Bazalt	Radyolarit	Bazalt	Bazalt	Radyolarit
19,5-20 m.	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
20-20,5 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
20,5-21 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
21-21,5 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
21,5-22 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
22-22,5 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
22,5-23 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
23-23,5 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
23,5-24 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
24-24,5 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
24,5-25 m.	Serpantin	Bazalt	Bazalt	Bazalt	Bazalt
25-25,5 m.			Bazalt		
25,5-26 m.	KUYU	SONU	Bazalt	KUYU	SONU
26-26,5 m.			Radyolarit		
26,5-27 m.			Radyolarit		
27-27,5 m.			Radyolarit		
27,5-28 m.			Radyolarit		
28-28,5 m.			Radyolarit		
28,5-29 m.			Bazalt		
29-29,5 m.			Bazalt		
29,5-30 m.			Bazalt		

Bazalt, bilindiği üzere kimyasal ve mineralojik bişimleri itibarıyla gabronun volkanik karıştıdır. Açık renkli mineral olarak başlıca plajiyoklaz içeren, koyu renkli mineral miktarı genellikle % 40-70 arasında olan kayaçlardır. Koyu gri-siyah arasında değişen renklere sahiptirler. Kloritleşmeye bağlı olarak yeşilimsi renkler ortaya çıkar. Demir içeren

minerallerin oksidasyonu ile kahverengi, kırmızımsı kahverengi bir renk de gösterirler. Çalışma alanındaki bazaltlarda yaygın olarak yeşilimsi renk ve tonları, az miktarda da kahverengimsi tonlar hâkimdir. Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarının petrografik incelemeleri sonucunda bazaltlar mikroskop altında intersertal doku göstermektedir. Başlıca ojit, plajiyoklaz ve opak mineraller içermektedirler. Bazaltların mikro çatlaklarında epidotlaşmalar ileri derece killeşmeler; silis dolgular; kloritleşmeler görülmektedir. Serpantinler, mikroskop altında ileri derecede karbonatlaşma ve talklaşma; ileri derecede demir oksitleşme ve silisleşme; ileri derecede karbonatlaşma ve demir oksitleşme göstermektedir. (Erkan, 1997)'e göre diyabaz adı İngiltere'de ve Orta Avrupa'da bozunma geçirmiş dolerit ve bazaltlar olarak ifade edilmektedir. Bunlar özellikle Alp orojenezi kuşağının jeosenkinal zonlarında oluşan, yastık yapısı gösteren, denizaltı akıntıları, bozunma geçirmiş bazaltik kayaçlar şeklinde tanımlanabilirler. Diabaz, büyük dağ oluşumlarının başlangıcında meydana gelen ve inisiyal bazik magmatizma evresi denilen evrede, denizaltı püskürmeleri ve sokulumlar şeklinde, gevşek durumda bulunan derin deniz sedimanları arasında oluşmuşlardır. Ofiyolitik magmatizma adı da verilen bu faaliyet esnasında diyabaz yanında ayrıca peridotit ve serpantinler de oluşurlar. Bu kayaçların mineralleri hidrotermal, epizonal-metamorfik olabilen koşullar altında geniş ölçüde bozunmaya uğramışlardır. Koyu renkli mineraller klorit, serpantin ve karbonatlar dönüşmüş; plajiyoklazlar tamamen serisit, karbonat ve albite dönüşmüştür. Çalışma alanındaki diyabazlar, mikroskop altında ofitik ve intersertal doku ve yer yer ağsal özellik göstermektedirler. Kırık ve çatlaklarında demir oksit bulunmaktadır. Radyolaritler silisli organik tortul kayaç grubundadır. Bu tür kayaçlar, radyolar adı verilen organizmaların silisli evciklerinin birikiminden oluşurlar. Genellikle kalın olmayan tabakalar halinde istiflenirler. Renkleri kırmızı, yeşil ve siyah olabilir. Radyolaritler genellikle az derin deniz çukurlarında birikmiş silisli çamurlardır. İnce kesitlerde bol miktarda radyolar kesitleri ile kript kristalin kuvars, bazı örneklerde karbonlu maddeler gözlenir. Ayrıca killi, fosfatlı, demirli elementler ile çok küçük kırıntılarda içerebilirler. Yeşil renkli radyolarite ftnit, siyah renkli radyolarite lidit denmektedir. Güncel radyolarıyalı çamurlarda %55-60 SiO₂, %10-13 Al₂O₃ ve %15-17 Fe₂O₃ ile MnO₂ bulunur (Abdüsselamoğlu, 1982). Çalışma alanında gözlenen radyolaritler kırmızı ve yeşil renktedir. Radyolaritlerde mikroskop altında karbonatlaşmalar gözlenmektedir. Yakakayı gölet yerindeki kayaçların

sondajlardan ve yüzeyden alınan örneklerinin petrografik özellikleri Çizelge 2 deki gibidir.

Çizelge 2. Yakakayı gölet yeri kayaçların sondajlardan ve yüzeyden alınan örneklerinin petrografik özellikleri

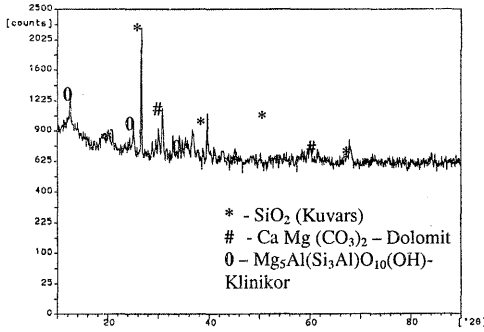
Sondaj No	Derinlik (m)	Petrografik Özellikler	Kayaç Adı
SK-1	0-5	Bol miktarda opak mineraller	Bazalt
SK-1	5-6	Ofitik doku, Demir oksitlenme	Dişyabaz
SK-1	6-7	Ofitik doku, Demir oksitlenme	Dişyabaz
SK-1	7-8	İntersertal doku	Bazalt
SK-1	8-9	İntersertal doku	Bazalt
SK-1	9-10	Silileşmiş, boşluklar silika dolgululu	Bazalt
SK-1	10-11	Düzensiz çatlaklarda kalsit dolgululu	Bazalt
SK-1	11-11,5	İleri derece silileşme, iri kuvars kristalleri	Bazalt
SK-1	11,5-12	İleri derece demir oksitlenme	Kireçtaşı
SK-1	12-13	İleri derece opaklaşma, epidotlaşma	Bazalt
SK-1	13-14	İleri derece karbonatlaşma, epidotlaşma	Bazalt
SK-1	14-15	Düzensiz çatlaklarda kloritlenme	Bazalt
SK-1	16-20	Amorf silika dolgu	Bazalt
SK-1	20-25	İleri derece demir oksitlenme, talklaşma	Serpantin
SK-2	1,5-2	Çatlaklarda ince kristalle kuvars	Radyolarit
SK-2	6-7,5	Olivin, piroksen; demir oksitlenme, karbonatlaşma	Serpantin
SK-2	7,5-12	Yer iri kristalle kuvars minerali	Bazalt
SK-2	13-15	Kırık ve çatlaklar silika dolgululu	Bazalt
SK-2	15-15,5	Opaklaşma, demir oksitlenme	Radyolarit
SK-2	24-25	İntersertal doku	Bazalt
SK-3	4-4,5	İntersertal doku, yaygın opaklaşma	Bazalt
SK-3	11-12	Kırık ve çatlaklar boyunca opak mineraller	Kireçtaşı
SK-3	12,5-13	İntersertal doku	Bazalt
SK-3	13,5-14	Ofitik doku, karbonatlaşma, kloritlenme	Dişyabaz
SK-3	14-15	Çatlaklarda amorf silika, iri kuvars dolgululu	Radyolarit
SK-3	16-17	İleri derecede karbonatlaşma, silileşme	Radyolarit
SK-3	18-19	Kırık ve çatlaklarda kalsit dolgu	Bazalt
SK-3	20-21	Ofitik doku, Demir oksitlenme	Dişyabaz
SK-3	24-25	Hidrotermal breş dokanagında demir oksitlenme	Bazalt
SK-3	25-26	Düzensiz çatlaklarda kalsit dolgululu	Bazalt
SK-3	26-26,5	Düzensiz çatlaklarda silileşme	Radyolarit
SK-3	28,5-29	İntersertal doku, yer yer iri kalsit	Bazalt
SK-3	29-29,5	Çatlaklarda kloritlenme, yer yer limonitlenme	Bazalt
SK-4	1-1,5	Hidrotermal alterasyon zonu, demir oksitlenme	Bazalt
SK-4	11-13	Ofitik doku, demir oksitlenme	Dişyabaz
SK-4	13-14	Hidrotermal demir oksit zonu, silikalar radyal doku	Bazalt
SK-4	14-15	İntersertal doku, kloritlenme, karbonatlaşma	Bazalt
SK-4	15-16	İntersertal doku, opak min. Saçmalı, ojitleşme	Bazalt
SK-4	16-17	Karbonatlaşma, çatlaklarda kristalli kalsit dolgu	Bazalt

SK-4	17-18	Çatlaklarda hidrotermal ürün, demir oksitlenme	Bazalt
SK-4	18-20	İntersertal doku, kalın opak min. damarları	Bazalt
SK-4	20-21	İntersertal doku, rekristalle kalsitler	Bazalt
SK-4	21-25	İntersertal doku, çatlaklarda opak mineraller	Bazalt
DSK1	0-0,5	İntersertal doku, killeşme, demir oksitlenme	Bazalt
DSK1	0,5-1	İntersertal doku	Bazalt
DSK1	1,5-2	Çatlaklarda kristalli kalsit dolgu, karbonatlaşma	Bazalt
DSK1	2-3	Talklaşma, demir oksitlenme	Bazalt
DSK1	3-4	Karbonatlaşma, demir oksitlenme	Bazalt
DSK1	4-5	İleri derecede karbonatlaşma ve talklaşma	Serpantin
DSK1	5-6	İleri derecede killeşmiş, yer yer karbonatlaşma	Bazalt
DSK1	6-7	Karbonatlaşma, killeşme	Bazalt
DSK1	7-8	İleri derece killeşme, silileşme, karbonatlaşma	Radyolarit
DSK1	8-8,5	İleri derece killeşme	Bazalt
DSK1	8,5-9	İleri derece killeşme	Radyolarit
DSK1	9-10	İleri derecede killeşmiş, demir oksitlenme	Bazalt
DSK1	10-10,5	İleri derecede karbonatlaşma, demir oksitlenme	Bazalt
DSK1	10,5-11	İleri derecede karbonatlaşma	Bazalt
DSK1	11-11,5	Silileşme, demir oksitlenme	Kireçtaşı
DSK1	11,5-12	İleri derecede demir oksitlenme, karbonatlaşma	Kireçtaşı
DSK1	12-13	Kırık ve çatlaklarda karbonatlaşma	Radyolarit
DSK1	13-14	İleri derecede hidrotermal alterasyon, lisvenitlenme	Serpantin
DSK1	14-15	Radyolarit fosilli, çatlaklar kuvars dolgululu	Radyolarit
DSK1	15-16	Radyolarit fosilli, çatlaklar kuvars dolgululu	Radyolarit
DSK1	16-20	İleri derecede hidrotermal alterasyon	Radyolarit
DSK1	20-25	Hidrotermal alterasyon, demir oksitlenme	Bazalt
Y-1	Y	İntersertal doku	Bazalt
Y-2	Y	Hidrotermal alterasyon, demir oksitlenme	Bazalt
Y-3	Y	İleri derecede demir oksitlenme	Kireçtaşı
Y-4	Y	İleri derecede hidrotermal alterasyon	Serpantin
Y-5	Y	İleri derecede killeşme	Radyolarit
Y-6	Y	Radyolarit fosilli, çatlaklar kuvars dolgululu	Radyolarit
Y-7	Y	Ofitik doku, karbonatlaşma, kloritlenme	Dişyabaz
Y-8	Y	Olivin, piroksen; demir oksitlenme, karbonatlaşma	Serpantin

SK-DSK: Sondaj Kuyusu, Y:Yüzey

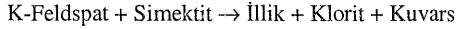
Çizelge 2 de, Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarına ait karot ve el örneklerinin petrografi çalışmaları sonucunda gölet yerinde bazalt, serpantin ve radyolarit birimlerinin egemen olduğu ve bu birimlerin büyük çoğunluğunun hidrotermal alterasyona uğradığı, killeşme, demir oksitlenme ve karbonatlaşma gösterdiği gözlenmiştir. Eğer kayaç bozunmuş ise, özellikle killeşme göstermiş ise mikroskop altında bu ikinci minerallerin oranını tam anlamı ile tespit etmek, hatta kil türünü belirlemek olası değildir. Bu nedenle bozunmaya uğramış mikroskopta görülmeyen kil türlerini belirlemek için Yakakayı gölet yerinde egemen olan ve alterasyona uğrayan, killeşen bazaltın XRD

analizi yapılmıştır. Alınan XRD ölçümü Şekil 2 de verilmiştir.



Şekil 2. Yakakayı Gölet yerine ait bazaltın XRD analizi grafiği.

Çekilen XRD sonucunda bazaltın bileşimleri SiO_2 -Kuvars, $\text{Ca Mg} (\text{CO}_3)_2$ - Dolomit ve kil türü olarak $\text{Mg}_5\text{Al}(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH})$ - Klinikor yaygın olarak tespit edilmiştir. Klinikor türü killeşme klorit grubundadır. Klinikor açık yeşil renkli, trioktahedral klorittir. Klorit grubu killer illite benzerler, fakat üç tabaka arasındaki bağlar magnezyum atomlarının levhaları ve hidroksilleri $\text{Mg}(\text{OH})_2$ tarafından desteklenir. Klorit grubu killerin genel formülü $[(\text{R}^{2+}, \text{R}^{3+})_3(\text{Si}_{4-x}\text{R}^{3+}_x)\text{O}_{10}\text{OH}]^-$ dir. Kloritin oluşum reaksiyonu şu şekildedir:



Bu oluşum okyanus kıyılarında yaygındır (Moore ve Reynolds, 1997).

3. Yakakayı gölet yeri projesi

Eskişehir ili merkez sınırları içinde DSİ III. Bölge Müdürlüğü'nce yapımı planlanan Yakakayı göleti sulama amaçlıdır. Gölet gövde yüksekliği temelden itibaren 36,8 m yükseklikte, homojen toprak dolgu şeklinde planlanmıştır. Gölet proje özellikleri Çizelge 3 de sunulmaktadır.

Söz konusu sondajlara ait bilgiler Çizelge 4 de verilmiştir. Birimlerin yatay ve düşey yöndeki dağılımını belirleyen bu sondajlardan kayaçların geçirimsizliklerini saptamak için gölet yeri ve alüvyonda basınçlı su deneyleri (Lugeon) yapılmıştır. Yapılan bu deneylerden elde edilen sonuçlara göre gölet yerindeki kayaçların ve alüvyonun geçirimsizlik durumları bu tez kapsamında değerlendirilmiştir. Ofiyolitik kayaçlar çoğunlukla az geçirimsizdir. Alüvyon ise geçirimsiz olarak belirlenmiştir.

Çizelge 3. Yakakayı Göleti proje özellikleri (DSİ, 2001)

Amaç	Sulama
Tipi	Homojen Toprak Dolgu
Talveg kotu	850 m
Kret kotu	879.1 m
Kret genişliği ve uzunluğu	9.0 m ve 190.12 m
Talvegden gövde yüksekliği	29.2 m
Temelden gövde yüksekliği	36.8 m
Minimum su kotu	863 m
Maksimum su kotu	878.1 m
Su alın kotu	860.2 m
Drenaj alanı	21 110 km ²
Gövde dolgu hacmi	242 708 m ³
Geçirimsiz malzeme miktarı	219 813 m ³
Riprap malzeme miktarı	5 587 m ³
Filtre malzeme miktarı	17 308 m ³
Memba ve mansap seviyer	3/1 ve 2,5/1
Aktif hacim	607 000 m ³
Maksimum depolama hacmi	760 000 m ³
Maksimum gölülüm	77 da
Minimum gölülüm	30 da
Normal gölülüm	72 da
Dolu savak tipi	Karşudan alıyılı
Dolu savak yeri	Sol sahil
Dolu savak eşik kotu	877,10 m
Dip savak yeri	Sağ sahil
Dip savak kotu	856 m

Çizelge 4. Yakakayı gölet yeri temel araştırma sondajları (DSİ, 2001)

Sondaj No	Lokasyon	Derinlik (m)	Kot (m)	YASS(m) (Ortalama)	Litoloji
SK-1	Sol sahil	25	857.60	4.90	0-0.5 m: Yanmış molozu 0.5-25 m: Ofiyolitik melanj
SK-2	Talveg	25	850.35	0.63	0-5.6 m: Alüvyon 5.6-25 m: Ofiyolitik melanj
SK-3	Sağ sahil	30	857.63	6.10	0-3 m: Yanmış m.-Alüvyon 3-30 m: Ofiyolitik melanj
SK-4	Sağ sahil	25	870.93	12.85	0-1 m: Alüvy 1-25 m: Ofiyolitikmelanj
DSK-1	Sol sahil (Dolu savak yeri)	25	874.33	11.00	0-25 m: Ofiyolitik melanj

Bent yerinde açılan temel araştırma sondajları incelendiğinde en üstte alüvyon malzeme bulunduğu, alüvyonun altında ise anakaya olarak ofiyolitik kayaçların yer aldığı görülmektedir. Alüvyonun kalınlığı en fazla 2-3 m dir ve SK-3 nolu sondajda geçmiştir. Alüvyon kil ağırlıklı kum, çakıl ve bloklardan oluşmaktadır. DSİ III. Bölge Müdürlüğü tarafından hazırlanan gölet planlama aşaması jeoteknik raporunda söz konusu alüvyonun gölet yapımından önce kaldırılacağı ve göletin ofiyolitik kayaçların üzerine oturtulacağı ifade edilmektedir (DSİ, 2001). Bu durumda alüvyon,

geçirimsizlik veya taşıma gücü açısından herhangi bir problem oluşturmayacaktır. Alüvyonun altındaki ofiyolitik kayaçlar, bent ekseninin temel kayasını oluşturmaktadır. Bu ofiyolitik kayaçlar Üst Kretase yaşlı serpantin, bazalt, diyabaz, radyolarit, radyolaritli kireçtaşı ve kireçtaşından oluşmaktadır. Tüm bu kayaç birimleri birbirleriyle kısa mesafelerde yanal geçişlidir ve karmaşık bir görüntü sergilemektedirler. Sol sahilde birbirleriyle geçişli olmak üzere altere ofiyolit, yeşil renkli ofiyolit kili (ezilme zonu), yeşil renkli bloklu ofiyolit, radyolarit ve yine yeşil renkli ofiyolit kili (ezilme zonu) birimleri mevcuttur. Sağ sahilde ise kırmızı-bordo renkli ofiyolit ve radyolarit parçası içeren kil ve çok parçalı kırık ofiyolit yine birbirleriyle geçişlidir. Bent yeri ve göl alanında bulunan ofiyolitik kayaçlar, çoğu yerde altere olmaları sonucu yeraltı suyu içermektedirler. Temel araştırma sondajlarında gölet yerinde alüvyonda ortalama 0,6 m' de, sol ve sağ sahilde ise ortalama 7,1 m' de yeraltı suyuna rastlanmıştır (Çizelge 4). Bent yerinde temel araştırmaları amacıyla DSİ tarafından açılmış tüm sondajlar karotlu olarak gerçekleştirilmiştir. Alınan bu karotlarda, ofiyolitik kayaçlardaki kaya kalitesini belirlemek amacıyla hesaplanan toplam karot verimi (TCR) ve kaya kalitesi (RQD) değerleri incelenerek gölet yerindeki birimlerin kaya kalite tanımlamaları yapılmıştır. Bu amaç dâhilinde her sondaj kuyusu için ortalama tek bir TCR ve RQD değeri ortaya konmuştur (Çizelge 5).

Çizelge 5. Yakakayı gölet yeri temel araştırma sondajlarında geçilen ofiyolitik kayaçlardaki ortalama TCR ve RQD değerleri

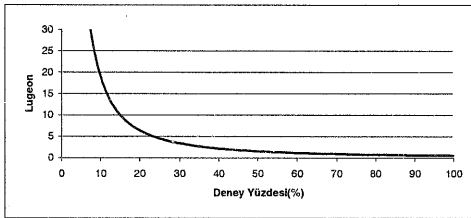
Sondaj No	Lokasyon	Derinlik (m)	Sondajdaki ortalama TCR ve RQD	
			TCR	RQD
SK-1	Sol sahil	25	72	61
SK-2	Taiveg	25	88	30
SK-3	Sağ sahil	30	86,7	77
SK-4	Sağ sahil	25	80	49
DSK-1	Sol sahil (Dolu savak yeri)	25	67	41

Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarında kaya kalitesi değişkenlik göstermektedir. RQD değerlerinin en yüksek olduğu değer SK-3 nolu sondajda geçilen birimdir. Bu kuyudaki ofiyolitik birimin RQD değeri “iyi kaya” grubunda olduğu görülmektedir. Genel karakter itibarıyla ise ofiyolitik kayaçlar, altere olmalarından dolayı “zayıf

kaliteli kaya” grubundadırlar. Bununla birlikte temel araştırma sondajlarında sadece talvegde açılan SK-2 nolu sondajda geçilen birim ortalama değerde “zayıf kaliteli kaya” grubuna girmesine rağmen “çok zayıf kaya” grubuna yakın değerdedir. Kayaçların jeomekanik özelliklerinin belirlenmesinde önemli bir yaklaşım olan RQD, çeşitli faktörlerin etkisiyle azalıp artabilmektedir. Kayaçlarda, kalitenin azalmasında en önemli etken alterasyon ve kayaçlar üzerinde egemen olan bölgesel gerilmelerdir (Akin, 2000). Yakakayı gölet yerindeki ofiyolitik kayaçlar üzerinde bu iki faktör oldukça etkili olmuş ve kaya kalitesini genellikle düşürmüştür. Yakakayı gölet yerindeki ofiyolitik kayaçlarda genel olarak kaya kalitesinin, sahada açılan araştırma sondajlarından alınan karotlardaki RQD değerleri “zayıf - orta kaya” grubundadır. Ancak Çizelge 5 de ortaya konan değerler ortalama olup birimlerdeki kaya kalitesi, farklı lokasyonlarda değişkenlik gösterebilmektedir. Kaya kalitesinin azalmasında ayrışma ve sahada egemen olan gerilmeler etkili olmuştur. Özellikle ofiyolitlerin (kahve- bordo ve yeşilin değişik tonların çatlaklı, bloklu ve ezilmiş radyolaritler) içindeki bağlayıcı malzemenin zayıf olması kayaçların ayrışmasına neden olmuştur. TCR ve RQD, kayaçların dayanımı hakkında nicel bilgiler vermektedir. Dayanım ve taşıma gücü hakkında sayısal sonuçlara varabilmek için Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçları üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Geçirgenliğin belirlenmesi için kayaçlarda en uygun yöntem açılan sondaj kuyularında yapılan “Lugeon basınçlı su deneyi” dir. Bu deneyde, artan basınçla su akımı gerçekleştirilir ve baraj, gölet yapıldıktan sonraki şartlar oluşturulmaya çalışılır. Böylece ana kayada herhangi bir geçirimsizlik problemi olduğunda ekonomik ölçülerde giderilme yoluna gidilir. Temel kayasının ve alüvyonun geçirimsizliğini belirlemek amacıyla temel araştırma sondajlarının açımı esnasında alüvyonda “geçirimsizlik”, ofiyolitik kayaçlarda ise “Lugeon basınçlı su deneyleri” gerçekleştirilmiştir. Basınçlı su deneylerinde geçirimsizlik “Lugeon birimi”, geçirimsizlik deneylerinde ise “geçirimsizlik katsayısı (K)” cinsinden ifade edilmiştir. Lugeon deneyinde basınç kademeleri artan ve azalan basınçlar (2,4,6,8,10,8,6,4,2) Lugeon şeklindedir. Yakakayı gölet sahasının geçirimsizliğini tespit etmek için tüm kuyularda basınçlı su deneyleri yapılmıştır. Bununla beraber aks yeri alüvyon üzerinde açılan SK-2 nolu sondajda geçirimsizlik, geçirimsizlik deneyi ile belirlenmiştir. Sol sahilde açılan SK-1 nolu sondaj kuyusunda 4-10 metreler arasındaki geçirimsizlik 7,2 ile 9,5 Lugeon arasında değişmektedir. 10cu metreden sonra su kaçakları 1 Lugeon ve altında devam etmektedir. Talvegde

açılan SK-2 nolu sondaj kuyusunda alüvyonda yapılan geçirimsizlik deneyinde 0-2 m arasında zemin “geçirimsiz” özelliktedir (su kaçağı sıfırdır). 2-10 metreler arasında su kaçakları 6-6,9 Lugeon arasında değişmektedir. 10. metreden sonra su kaçakları 2-3,4 Lugeon arasındadır. Sağ sahilde açılan SK-3 nolu sondaj kuyusunda 8-14, 18-20 ve 22-26 metreler arasında su kaçakları 5,3-45,8 Lugeon arasında değişmektedir. 26cı metreden sonra su kaçakları 1,6-2,2 Lugeon arasındadır. SK-3 nolu sondaj kuyusunda 2-8 metreler arasında deney yapılamamıştır. SK-4 nolu sondaj kuyusunda 6-10 metreler arasında su kaçakları 5-6 Lugeon arasında değişmektedir. 10cu metreden sonra su kaçakları 2,2-4,6 Lugeon arasındadır. DSK-1 nolu sondaj kuyusunda 4-6 m arasında su kaçakları 6 Lugeon dur. 6-10 metreler arasında su kaçakları 46 Lugeon dur. 10-25 m ler arasında su kaçakları 1,7-4,1 Lugeon arasındadır. Bu sonuçlara göre Yakakayı bent yerinin geçirimsizliği kil çekirdek kazısından sonra ortalama, sol sahilde 20-25 m, talvegde 17-20 m, sağ sahilde ise 15-27 m derinliğinde enjeksiyon perdesi oluşturularak sağlanabilecektir. Yakakayı gölet sahasında açılan tüm temel araştırma sondajlarında yapılan Lugeon basınçlı su deneyleri neticesinde gölet sahasına ait geçirimsizlik dağılımı ve buna bağlı olarak çizilen Lugeon kümülatif eğrisi Şekil 5’de görülmektedir.

Lugeon Birimi	Deney Sayısı	Deney Yüzdesi (%)	Tanım
> 25	4	8,5	Çok Geçirimli
25-5	12	25,5	Geçirimli
5-1	29	61,7	Az Geçirimli
< 1	2	4,25	Geçirimsiz
Toplam	47	100	



Şekil 5. Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarının geçirimsizlik ve Lugeon kümülatif eğrisi

Yakakayı gölet yerindeki temel kayasını oluşturan ofiyolitik kayaçlar üzerinde de ayrışma (bozunma) oldukça etkili olmuştur. Bu nedenle çalışma sırasında yapılan incelemelerde ofiyolitik kayaçlardaki kaya kalitesinin düşük olduğu belirlenmiştir. Bu düşük kaya kalitesi şüphesiz ki dayanım üzerinde etkili olmuş ve kayaçların

dayanım değerlerini azaltmıştır. İncelemeler sonucu sağ ve sol sahilde yüzlek veren ofiyolitik melanjin birimlerinde (radiolarit, serpantinit, bazalt) ayrışmanın geniş alanda hâkim olduğu gözlenmiştir (Foto 2).

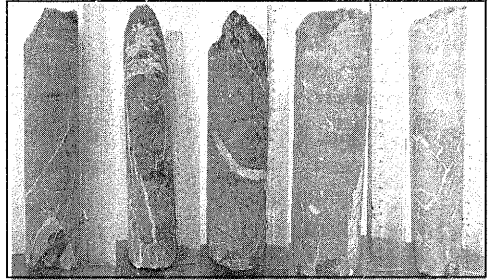


Foto 2. Karot örneklerinde bazaltlarda gözlenen bozunmalar ve ikincil dolgular

5. Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarının fiziksel ve mekanik özellikleri

DSİ tarafından baraj eksen yerinde açılan temel araştırma sondajlarından temin edilen karotlar üzerinde gerekli fiziko-mekanik deneyler yapılarak Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarının genel anlamda mekanik davranışları ortaya konmaya çalışılmıştır. Karot numunelerinin fiziksel özelliklerinin saptanması amacıyla; birim ağırlık, ağırlıkça su emme, hacimce su emme, doluluk, nem içeriği ve gözeneklilik gibi parametreler belirlenmiştir. Aynı zamanda yine aynı karot numunelerinin jeomekanik özellikleri; tek eksenli basınç dayanımı, indirekt (Brazilian) çekme dayanımı, nokta yükü dayanımı ve suda dağılmaya karşı dayanımlılık gibi deneyler ile saptanmıştır. Gölet yeri ofiyolitik kayaçları radiolarit, serpantinit, bazalt, diyabaz ve pelajik kireçtaşı gibi birimlerden oluşmaktadır. Temel araştırma sondajlarının farklı derinliklerinden alınan karot numuneleri yukarıda adı geçen birimlerden oluşmaktadır. Üzerinde bazı mekanik deneyler gerçekleştirilen numunelerden bir kısmı sondaj verilerine göre serpantinit olmasına rağmen petrografik analiz sonucu bazalt olarak tanımlanmışlardır. Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarında birim ağırlık değerlerinin belirlenmesi için 8 adet karot numunesi üzerinde deneyler (ISRM, 1981) yöntemine göre yapılmıştır. Ofiyolitik kayaçlarda bazaltların ortalama birim ağırlık değeri 2,96 gr/cm³, kireçtaşlarının ortalama birim ağırlık değeri 2,56 gr/cm³, serpantinlerin ortalama birim ağırlık değeri 2,88 gr/cm³, radiolaritlerin ortalama birim ağırlık değeri 2,88 gr/cm³ olarak bulunmaktadır (Çizelge 6).

Çizelge 6. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Birim Ağırlık Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Birim Ağırlık (gr/cm ³)	Ortalama Değer
SK3 (12.30-12.45)	Bazalt	2,97	2,77
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	2,88	
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	2,95	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	2,93	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	2,56	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantin	2,88	
SK1 (11.00-11.15)	Bazalt	2,99	

Ofiyolitik kayaçlarda bazaltlarda ortalama ağırlıkça su emme değeri % 0.05, kireçtaşlarında ortalama ağırlıkça su emme değeri % 0.08, serpantinlerde ortalama ağırlıkça su emme değeri % 0.06, radyolaritlerde ortalama ağırlıkça su emme değeri % 0.07 olarak bulunmaktadır (Çizelge 7).

Çizelge 7. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Ağırlıkça Su Emme Oranı Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Ağırlıkça Su Emme Oranı (%)	Ortalama Değer
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	0,08	0,06
SK1 (11.50-11.60)	Kireçtaşı	0,05	
SK1 (11.60-11.70)	Kireçtaşı	0,05	
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	0,06	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	0,07	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	0,04	
SK1 (11.70-11.80)	Kireçtaşı	0,04	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantin	0,07	

Ofiyolitik kayaçlarda bazaltlarda ortalama hacimce su emme değeri % 0,22, kireçtaşlarında ortalama hacimce su emme değeri % 0,13, serpantinlerde ortalama hacimce su emme değeri % 0,12, radyolaritlerde ortalama hacimce su emme değeri % 0,09 olarak bulunmaktadır (Çizelge 8).

Çizelge 8. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Hacimce Su Emme Oranı Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Hacimce Su Emme Oranı (%)	Ortalama Değer
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	0,24	0,17
SK1 (11.50-11.60)	Kireçtaşı	0,13	
SK1 (11.60-11.70)	Kireçtaşı	0,14	
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	0,09	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	0,20	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	0,16	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantin	0,12	
SK1 (11.70-11.80)	Kireçtaşı	0,10	

Ofiyolitik kayaçlarda bazaltlarda ortalama doluluk oranı değeri % 99,3, kireçtaşlarında ortalama doluluk oranı değeri % 99,8, serpantinlerde ortalama doluluk oranı değeri % 99,1, radyolaritlerde ortalama doluluk oranı değeri % 99,0 olarak bulunmaktadır (Çizelge 9).

Çizelge 9. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Doluluk Oranı Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Doluluk Oranı (%)	Ortalama Değer
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	99,32	99,69
SK1 (11.50-11.60)	Kireçtaşı	99,80	
SK1 (11.60-11.70)	Kireçtaşı	99,79	
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	99,06	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	99,28	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	99,83	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantin	99,13	
SK1 (11.70-11.80)	Kireçtaşı	99,84	

Ofiyolitik kayaçlarda bazaltlarda ortalama nem içeriği değeri % 0,13, kireçtaşlarında ortalama nem içeriği değeri % 0,02, serpantinlerde ortalama nem içeriği değeri % 0,06, radyolaritlerde ortalama nem içeriği değeri % 0,07 olarak bulunmaktadır (Çizelge 10).

Çizelge 10. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Nem İçeriği Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Nem İçeriği (%)	Ortalama Değer
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	0,15	0,05
SK1 (11.50-11.60)	Kireçtaşı	0,02	
SK1 (11.60-11.70)	Kireçtaşı	0,02	
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	0,07	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	0,10	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	0,02	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantin	0,06	
SK1 (11.70-11.80)	Kireçtaşı	0,02	

Ofiyolitik kayalarda bazaltlarda ortalama gözeneklilik değeri % 0,64, kireçtaşlarında ortalama gözeneklilik değeri % 0,20, serpantinlerde ortalama gözeneklilik değeri % 0,61, radyolaritlerde ortalama gözeneklilik değeri % 0,43 olarak bulunmaktadır (Çizelge 11).

Çizelge 11. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Gözeneklilik Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Gözeneklilik (%)	Ortalama Değer
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	0,68	0,31
SK1 (11.50-11.60)	Kireçtaşı	0,20	
SK1 (11.60-11.70)	Kireçtaşı	0,21	
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	0,43	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	0,59	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	0,23	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantinit	0,61	
SK1 (11.70-11.80)	Kireçtaşı	0,16	

Karot numuneleri üzerinde tek eksenli basınç dayanımı deneyleri (ISRM, 1981) yöntemine göre gerçekleştirilmiştir. Deneylerde toplam 13 adet karot numunesi kullanılmıştır. Ofiyolitik kayalarda bazaltların ortalama tek eksenli basınç dayanımı 63,02 MPa, kireçtaşlarının ortalama tek eksenli basınç dayanımı 15,69 MPa, serpantinlerin ortalama tek eksenli basınç dayanımı 13,47 MPa, radyolaritlerin ortalama tek eksenli basınç dayanımı 28,37 MPa, olarak tespit edilmiştir (Çizelge 12).

Çizelge 12. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Tek Eksenli Basınç Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	T.E.B Dayanımı (MPa)	Ortalama Dayanım (MPa)
SK3 (12.30-12.45)	Bazalt	94,73	47
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	24,01	
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	103,12	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	46,72	
SK1 (11.50-11.80)	Kireçtaşı	12,62	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantinit	12,12	
SK1 (11.00-11.15)	Bazalt	36,40	
SK2 (15.00-15.50)	Radyolarit	29,25	
SK3 (26.50-26.70)	Serpantinit	14,82	
SK2 (24.00-25.00)	Bazalt	58,33	
DSK1 (11.00-11.50)	Kireçtaşı	18,76	
DSK1 (12.50-13.00)	Radyolarit	31,86	
SK4 (18.00-20.00)	Bazalt	38,82	

Yakakayı gölet yerindeki ofiyolitik kayalarda çekme dayanımlarının belirlenmesi amacıyla 8 adet karot numunesi üzerinde indirekt (Brazilian) çekme dayanımı deneyleri (ISRM, 1981) yöntemine göre

yapılmıştır. Ofiyolitik kayalarda bazaltların ortalama indirekt (Brazilian) çekme dayanımı 8,80 MPa, kireçtaşlarının ortalama indirekt (Brazilian) çekme dayanımı 6,98 MPa, radyolaritlerin ortalama indirekt (Brazilian) çekme dayanımı 5,93 MPa, olarak tespit edilmiştir (Çizelge 13).

Çizelge 13. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Endirekt (Brazilian) Çekme Dayanımı Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Endirekt Çekme Dayanımı (MPa)	Ortalama Dayanım (MPa)
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	9,32	7,6
SK1 (11.50-11.70)	Kireçtaşı	7,39	
SK1 (11.60-11.70)	Kireçtaşı	6,29	
SK3 (12.30-12.45)	Bazalt	9,11	
SK3 (26.50-26.70)	Radyolarit	5,93	
SK3 (20.20-20.50)	Bazalt	7,95	
SK4 (20.80-21.06)	Bazalt	8,84	
SK1 (11.70-11.80)	Kireçtaşı	7,26	

Yakakayı gölet yerindeki ofiyolitik kayalarda nokta yükü dayanımlarının belirlenmesi amacıyla 6 adet karot numunesi ve 4 adet el örneği olmak üzere toplam 10 adet numune üzerinde nokta yükü dayanımı deneyleri (ISRM, 1985) yöntemine göre yapılmıştır. Ofiyolitik kayalarda bazaltların ortalama nokta yükü dayanımı 2,25 MPa, kireçtaşlarının ortalama nokta yükü dayanımı 2,76 MPa, serpantinlerin ortalama nokta yükü dayanımı 0,30 MPa, radyolaritlerin ortalama nokta yükü dayanımı 1,50 MPa olarak tespit edilmiştir (Çizelge 14).

Çizelge 14. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Nokta Yükü Dayanımı Değerleri

Numune No	Kayaç Cinsi	Nokta Yükü Dayanımı (MPa)	Ortalama Dayanım (MPa)
SK1 (11.50-11.70)	Kireçtaşı	2,38	1,79
SK3 (25.50-25.70)	Bazalt	3,34	
SK4 (13.70-14.00)	Bazalt	2,04	
DSK1 (14.2-14.35)	Radyolarit	1,53	
DSK1 (4.50-4.70)	Serpantinit	0,24	2,84
El numunesi -1	Bazalt	2,07	
El numunesi -2	Bazalt	1,53	
El numunesi -3	Kireçtaşı	4,14	
El numunesi -4	Radyolarit	1,48	
El numunesi -5	Dişabuz	Kırılmadı	

Kaya kararlılığı bütün uygulamalarda son derece önemlidir. Kaya özelliklerindeki değişimler su emme, ayrışma, oksitlenme, aşınma ve diğer

işlemler sonucunda gelişir. Bazı şeyl ve volkanik kayalarda, yeni yüzeyin ortaya çıkmasıyla kaya kalitesinde kısa sürede önemli düşüşler meydana gelmektedir. Bu tür değişimler sadece kaya yüzeyinden onlarca yıl zarfında gelişmekte ve iç kısımlarında çok etkili olamamaktadır. Doğada kaya parçalanması çok sayıda ve değişik şekillerde meydana geldiğinden birkaç özel durum dışında hemen hemen hiçbir deneyde arazideki benzer şartlar sağlanamamaktadır. Bu nedenle suda dağılmaya karşı dayanım indeksi deneyi önemlidir (Goodman, 1989). Kayaçların sudaki dayanıklılık özelliği onların mühendislik ve petrografik bileşimi ile yakından ilgilidir. Kayaçların sudaki dayanıklılığı kaya mekaniği ve mühendislik jeolojisi uygulamalarında ve kaya kütle özelliklerinin belirlenmesinde önemli parametredir (Franklin ve Chandra, 1972). Gölet yerindeki Ofiyolitik kayaçlarının suda dağılmaya karşı dayanımlarının belirlenmesi amacıyla bazalt, kireçtaşı, serpantin ve radyolarit karot numuneleri üzerinde suda dağılmaya karşı dayanım deneyleri (ASTM-D4644, 1992) standardına göre yapılmıştır. Yapılan deney sonuçlarına göre radyolarit karot numuneleri üzerinde suda dağılmaya karşı dayanım indeksi sınıflaması yüksek, Serpantin karot numuneleri üzerinde suda dağılmaya karşı dayanım indeksi sınıflaması yüksek-çok yüksek, Bazalt karot numuneleri üzerinde suda dağılmaya karşı dayanım indeksi sınıflaması yüksek ve Kireçtaşı karot numuneleri üzerinde suda dağılmaya karşı dayanım indeksi sınıflaması yüksek olarak tespit edilmiştir (Çizelge 15).

Çizelge 15. Yakakayı Gölet Yeri Ofiyolitik Kayaçlarının Suda Dağılmaya Karşı Dayanım (Slake Durability) Değerleri

Numune No	Grup No	Kayaç Cinsi	Suda Ayrışma		
			İndeksi, I_{d-1} (%)	İndeksi, I_{d-2} (%)	Sınıf
DSK 1 (4,50-4,70)	1	Talklaşmış Serpantin	90	82	Orta Yüksek-Yüksek
DSK 1 (9,50-9,60)	2	Killeşmiş Bazalt	88	81	Yüksek
DSK 1 (11,50-11,70)	3	Pelajik Kireçtaşı	89	84	Yüksek
SK 1 (20,80-21,00)	1	Talklaşmış Serpantin	96	93	Çok Yüksek
DSK 1 (14,20-14,35)	4	Radyolarit	92	90	Yüksek

6. SONUÇLAR

Araziden ve sondajlardan alınan el numunelerinden petrografi çalışmasında yapılan 74 adet ince kesitle kayaç tanımlamaları yapılmış, XRD analiziyle killeşme türü belirlenmiş ve buna göre birimler adlandırılmıştır. Buna göre Yakakayı gölet yeri ve çevresinde Üst Kretase yaşlı ofiyolit melanj ile Kuvaterner yaşlı alüvyon ve yamaç molozu yer almaktadır. İnceleme alanında hâkim litoloji ofiyolitik melanjdır. Sondaj logunda serpantin olarak adlandırılan birimlerin çoğunun petrografi çalışması sonrasında bazalt olduğu ortaya çıkmıştır. Ofiyolit melanjı bazalt, radyolarit, kireçtaşı, serpantin ve diyabaz birimleri oluşturmaktadır. Yakakayı gölet yeri ofiyolitik kayaçlarına ait karot ve el örneklerinin petrografi çalışmaları sonucunda gölet yerinde bazalt, serpantin ve radyolarit birimlerinin egemen olduğu belirlenmiştir. Bazalt intersertal ve hiyalopilitik dokuludur ve piroksenler genelde ojit bileşimindedir. Diyabaz ofitik dokuludur. Serpantinlerin bir kısmı ileri derece hidrotermal alterasyon sonucu lisvenitleşmiştir. Radyolaritlerin bir kısmı karbonatlaşmış ve silisleşmiştir. Kireçtaşlarının ise pelajik kökenli olduğu belirlenmiştir. Bu birimlerin büyük çoğunluğunun hidrotermal alterasyona uğradığı, demir oksitleşme, silisleşme, kloritleşme, talklaşma, epidotlaşma, karbonatlaşma ve killeşme gösterdiği gözlenmiştir. XRD sonuçlarına göre, genellikle killeşmenin hâkim olduğu ve killeşme sonucu feldspatların ayrışmasıyla kaolin grubu minerallerin, plajiyoklazların ayrışmasıyla ise simektit grubu minerallerin oluştuğu belirlenmiştir. XRD analiziyle kayaçlarda yaygın killeşme türü klinikor olarak belirlenmiştir. Ayrıca hidrotermal alterasyon sonucu silislerin etkisiyle oluşan opal gibi amorf yapılar tespit edilmiştir. Ofiyolitik kayaçlarda bazalt, kireçtaşı, radyolarit ve serpantin birimlerinin RQD değerleri genellikle kötü-orta kaya grubunda olduğu saptanmıştır. Gölet yerinde açılmış olan temel araştırma sondajlarında yapılmış olan basınçlı su deneylerine göre yerindeki ofiyolitik kayaçların az geçirimli olduğu saptanmıştır. Sondajlara göre az geçirimli yerlere sol sahilde 20-25 m, sağ sahilde 15-27 m derinliğinde ve talvegde 17-20 m derinliğinde enjeksiyon perdesi önerilmektedir. Temel araştırma sondajlarından alınan toplam 13 karot numunesi üzerinde ofiyolitik kayaçların fiziko-mekanik özellikleri belirlenmiştir. ISRM(1981) standardına göre ofiyolitik kayaçlarda bazaltların ortalama tek eksenli basınç dayanımı 63,02 MPa, kireçtaşlarının ortalama tek eksenli basınç dayanımı 15,69 MPa, serpantinlerin ortalama tek eksenli basınç dayanımı 13,47 MPa, radyolaritlerin

ortalama tek eksenli basınç dayanımı 28,37 MPa, olarak tespit edilmiştir. Tek eksenli basınç deneyi sonucunda elde edilen dayanım değerleri çeşitli araştırmacılara göre değerlendirilerek tek eksenli basınç dayanımı sınıflaması yapıldığında ofiyolitik kayalarda bazaltlar “orta dayanımlı” kayaç sınıfına, kireçtaşları “düşük dayanımlı” kayaç sınıfına, serpantinitle “düşük dayanımlı” kayaç sınıfına ve radyolaritler “düşük-orta dayanımlı” kayaç sınıfına girmektedirler. Endirekt çekme deneyi sonucunda ISRM(1981) standardına göre bazaltların ortalama indirekt (Brazilian) çekme dayanımı 8,80 MPa, kireçtaşlarının ortalama indirekt çekme dayanımı 6,98 MPa, radyolaritlerin ortalama indirekt çekme dayanımı 5,93 MPa, olarak tespit edilmiştir. Nokta yükü deneyi sonucunda ISRM(1985) standardına göre Bazaltların ortalama nokta yükü dayanımı 2,25 MPa, kireçtaşlarının ortalama nokta yükü dayanımı 2,76 MPa, serpantinitle ortalama nokta yükü dayanımı 0,30 MPa, radyolaritlerin ortalama nokta yükü dayanımı 1,50 MPa olarak tespit edilmiştir.

Suya dayanıklılık özellikleri ise laboratuarda suda dağılmaya karşı dayanıklılık deneyi ASTM(1992) standardı ile belirlenmiştir. Deney sonuçları sonucunda ofiyolitik kayaçların suda dağılmaya karşı dayanım sınıflaması yüksek olarak bulunmuştur. Elde edilen tüm bu verilerin ışığında Yakakayı (Eskişehir) gölet yerinde yapılan jeoteknik incelemelerde ofiyolitik kayaçları oluşturan birimlerin fiziksel özelliklerinden gözeneklilik değerleri oldukça düşük olduğundan gölet yerinde her hangi bir su sızması sorunu beklenmemektedir. Özellikle bazaltların çatlaklı olması su kaçma olasılığını göz önünde bulundurduğundan gölet yapımı esnasında kaya iyileştirme yöntemleri uygulanmalıdır. Ofiyolitik kayaçları oluşturan birimlerin suda dağılmaya karşı dayanım özellikleri oldukça yüksek değerlerde bulunduğundan gölet yerinde duraylılık ve geçirimsizlik açısından herhangi bir sorun oluşturmaları beklenmemektedir.

KAYNAKLAR

- Abdüsselamoğlu, M.Ş. 1982. Tortul Kayaç Petrografisi, İTÜ yayınları no:1222, İstanbul.
- Akın, M., 2000. Uruş Baraj yeri volkanik kayaçlarının jeoteknik değerlendirmesi (Beypazarı-Ankara), Ankara Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi (Yayımlanmamış).
- ASTM., 1992. American Society for Testing and Materials, D 4644, Standard test method for slake durability of shales and similar weak rocks, ASTM Publication, 87, 747-749.
- Biçer, A., 1983. DSI III. Bölge Müdürlüğü Eskişehir Alpu ovası hidrojeolojik etüt raporu, DSI yayınları, Ankara.
- DSİ, 2001. Eskişehir Merkez Yakakayı Göleti jeoteknik planlama raporu, no: 70, DSI III. Bölge Müdürlüğü yayınları, Eskişehir.
- Erkan, Y., 1997. Magmatik Petrografi, Hacettepe Üniversitesi Mühendislik Fakültesi yayınları no: 40, Ankara.
- Franklin, A. ve Chandra, A., 1972. The slake durability test. Int. J. Rock Mechanics Min. Sci. Geomach. Abstr.(9), 325-341.
- Goodman, R. E., 1989. Introduction to Rock Mechanics, 2nd Ed., Wiley, New York. 562 pp.
- ISRM, 1981. International Society for Rock Mechanics, Rock Characterization, Testing and Monitoring: E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, 211 pp.
- ISRM, 1985. International Society for Rock Mechanics, Suggested method for determining point load strength. Int. J. Rock Geomech. Abst., 22(2), 51-60
- Moore, D.M ve Reynolds, JR, C., 1997. X-Ray Diffraction and Identification and Analysis of Clay Minerals. 2. Edition, Oxford University Press, Oxford.
- Ölmez, E. ve Yücel, A., 1985. Eskişehir ve yöresinin jeotermal enerji olanakları raporu, MTA derleme, Ankara, (Yayımlanmamış).
- Streckeisen, A., 1976. To each plutonic rocks its proper name. Earth Science Rev., 12;1-33.

Erzurum-Artvin arasında yer alan bazı kayaların mühendislik özelliklerinin değerlendirilmesi

Engineering properties assessment of some rocks between Erzurum and Artvin

Ekrem Kalkan

Atatürk Üniversitesi, Oltu Meslek Yüksekokulu, Oltu/Erzurum

Suat Akbulut, R. Kağan Akbulut, İ. Gökhan Balkan & Seracettin Arasan

Atatürk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Erzurum

ÖZET: Erzurum-Artvin arasındaki bölgede Kretase'den Kuaterner'e kadar değişik yaşlarda sedimanter, volkanik ve metamorfik kaya birimleri yer almaktadır. Bu birimler, çeşitli mühendislik uygulamalarında kullanılabilecek özelliklere sahip kaya kütleleri içermektedir. Bu çalışmada, bölgede bulunan bazı kaya kütlelerinin mühendislik özellikleri bakımından değerlendirilmesi amaçlanmıştır. Andezit, kuvars diyorit, diyabaz, gabro, granit, kireçtaşı ve kumtaşı birimlerinden araziden blok kaya kütlesi alınarak laboratuvar deneyleri için örnekler hazırlanmıştır. Laboratuvar deneyleri ile kayaların indeks ve mekanik özellikleri belirlenmiştir. Ayrıca arazide kaya kütlelerinin süreksizlik parametreleri ölçülmüştür. Arazi ve laboratuvar verileri ışığında, kaya örnekleri Kaya Kütle Sınıflaması (RMR) sistemine göre sınıflandırılmıştır. Bu sınıflamaya göre, granit ve kireçtaşı örnekleri "çok iyi kaya" sınıfında yer almaktadır. Elde edilen mühendislik özelliklerine göre; granit, kuvars diyorit ve kireçtaşı örnekleri mermer, kesme taş ve doğal taş olarak kullanılabilir, ve ayrıca andezit, diyabaz, gabro ve kumtaşı ise blok taş ve kırma taş olarak mühendislik uygulamalarında kullanılabilir özelliklere sahiptir.

ABSTRACT: In the region between Erzurum and Artvin, sedimentary, volcanic, and metamorphic rock units with ages between Cretaceous and Quaternary time interval are located. These units consist of rock masses having useable properties in engineering applications. In this study, it was purposed engineering properties assessment of some rock masses placed in the region. For the laboratory tests, the samples were prepared by taking rock blocks from andesite, quartz diorite, diabaz, gabro, granite, limestone and sandstone rock units in the field. Index and mechanical properties of rock masses were determined by laboratory tests. Also, transitoriness parameters of rock masses were measured in surface of rock outcrops. Rock samples were classified accordance with Rock Mass Classification (RMR) by using data of field and laboratory studies. Accordance with this classification, granite and limestone samples are in "very good rock" class. Accordance with obtained engineering properties, granite, quartz diorite, and limestone rock samples could be used as cutting rock and natural rock, and also andesite, diabase, gabro and sandstone have usable properties as block rock and gravel in engineering applications.

1 GİRİŞ

Doğal kaya malzemeleri kolay elde edilmeleri, ekonomik olmaları ve daha uzun ömürlü olmaları nedeniyle çeşitli mühendislik uygulamalarında değişik amaçlarla kullanılmaktadır. Kullanım amaçlarına bağlı olarak ta genellikle kayaların fiziksel ve mekanik özellikleri ön plana çıkmaktadır. Mineral bileşimleri, tanelerin boyu ve şekli, mineral dizilimi ve boşlukları ile ayrışma durumu kayaların fiziksel ve mekanik özellikleri üzerinde etkilidirler. Ayrıca, kaya kütlelerinde bulunan ve süreksizlik

olarak tanımlanan farklı boyutta, türde ve sayıdaki zayıflık düzlemleri de kaya kütlelerinin geometrisini, dayanımını, deformasyon modülünü, yenilme davranışını ve geçirimsizliğini etkilemektedir (Ulusay ve Sönmez 2002). Kaya kütlelerinin özelliklerinin araştırılması ve kaya özelliklerin mühendislik uygulamaları açısından irdelenmesi amacıyla çok sayıda araştırmacı tarafından farklı çalışmalar yapılmıştır (Onodera vd., 1980; Tahrán, 1982; Tüdeş vd., 1991; Rawlings vd., 1995; İrfan, 1996; Tuğrul vd., 1998; Bacakoğlu ve Çalapkulu, 1999; Hoş, 1999; Mutlutürk, 1999; Tuğrul ve Zarif,

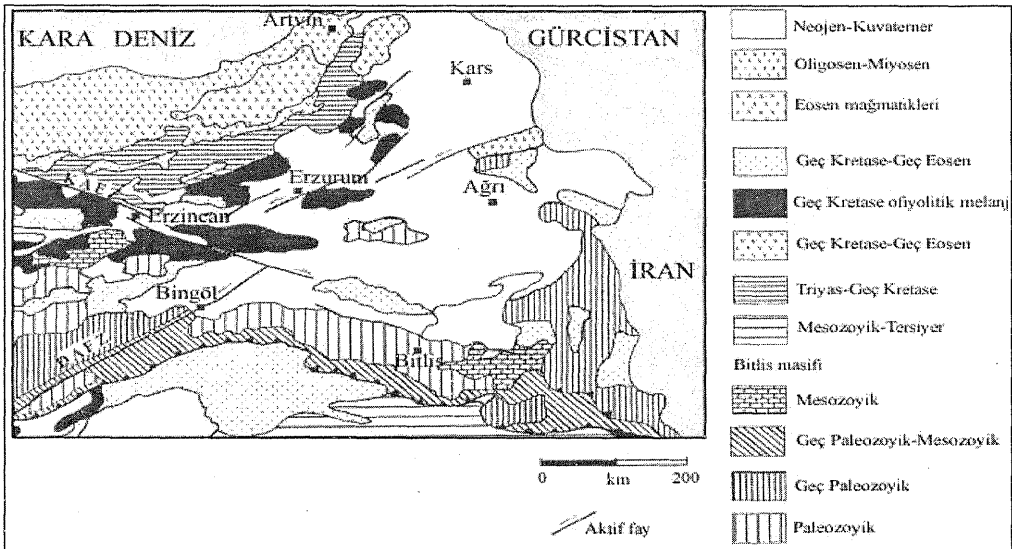
1999; Kekeç vd., 2004; Nefeslioğlu vd., 2004; Şimşek ve Erdal, 2004; Yalçın ve Özçelik 2004; Kadioğlu vd., 2005; Koca vd., 2005; Semiz vd., 2005).

Bilimsel ve endüstriyel gelişmelere paralel olarak kaya mekaniği alanında kaya kütlelerinin sınıflandırılmasına gereksinim duyulmuş ve bu amaçla çeşitli sınıflandırma sistemleri önerilmiştir (Coates, 1964; Bieniawski, 1973; Barton vd., 1974; Goodman, 1976; Hoek and Brown, 1980; Ramamurthy, 2004). Günümüzde yaygın olarak kullanılan Kaya Kütleli Sınıflama Sistemi (RMR) ilk kez Bieniawski (1973) tarafından önerilmiştir. Bu sınıflama sistemi daha sonra bazı araştırmacılar tarafından geliştirilmiştir (Laubscher, 1977; Kendorski vd., 1983; Ünal ve Özkan, 1990; Sheorey, 1993).

Bu çalışma kapsamındaki kaya örnekleri Tortum-Uzundere-Artvin-Şavşat karayolu güzergahı boyunca alınmıştır. Kretase'den Kuvaterner'e kadar değişik yaşlarda sedimanter, volkanik ve metamorfik kaya kütlelerinin yüzeylediği bölgede ve yakın çevresinde çeşitli araştırmacılar tarafından değişik amaçlı jeolojik çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmaların bazıları şunlardır (Ketin, 1949; Erentöz ve Ketin, 1961; Altınlı, 1969; Baydar vd., 1969; Simonovic, 1972; Ertunç, 1980; Sengör ve Yılmaz 1981; Sengör vd., 1984; Adamia vd., 1992; Okay ve Tüysüz, 1999; Kocyigit vd., 2001). İnceleme

alanının da içerisinde bulunduğu Doğu Anadolu Bölgesi ve çevresinin basitleştirilmiş jeoloji haritası Şekil 1'de görülmektedir. Bölgede yüzeyleyen Kretase yaşlı birimler kireçtaşları, volkanik kayalar ve volkano-tortul istiften oluşmaktadır. Kireçtaşları yer yer marnlı ve kumlu tabakalar içermektedir. Volkanik kayalar ise andezit, bazalt, dasit ve riolitlerle temsil edilmektedirler. Volkano-tortul istif ignimbirit ve proklastikler içermektedir. Denizel kireçtaşı, filiş ve kalkalkalen volkanik kayaları Eosen dönemi birimleri temsil etmektedir. Eosen birimlerde andezitik-bazaltik bileşim ve pillow yapı yaygın olarak görülmektedir. Eosen volkanik kayaları Oligosen yaşlı klastik çökeltilerinin temeli konumundadır. Oligosen yaşlı bu birimler volkanik lav ve proklastik birimler içermektedir. Kuvaterner yaşlı alüvyonlar ise tüm birimler üzerinde uyumsuz olarak görülmektedir.

Kaya örneklerinin alındığı Erzurum-Artvin arasındaki bölge Doğu Anadolu Bölgesi sıkışma rejmi etkisi altındadır. Bu etki nedeniyle bölgede yer alan kaya birimleri kıvrımlı ve kırıklı bir yapı kazanmışlardır. Bölgenin kırıklı yapısı Doğu Anadolu Bölgesinde yer alan güneybatı-kuzeydoğu ve kuzeybatı-güneydoğu doğrultulu ana kırık yapılarına paralel ve bu yapılarla dik konumda gelişmiştir (Şekil 1). Bölgenin bu tektonik özellikleri nedeniyle bölgede yer alan kaya kütleleri de genellikle kırıklı ve bol çatlaklı yapıdadır.



Şekil 1. Doğu Anadolu Bölgesinin basitleştirilmiş jeoloji haritası (Bayraktutan, 1999)

Bu çalışma Erzurum-Artvin arasındaki bölgede yer alan bazı kaya kütlelerinin mühendislik özelliklerini belirlemek ve bu kayaları mühendislik özellikleri bakımından değerlendirmek amacıyla yapılmıştır. Bu amaçla, arazide kaya mostralarında kaya kütlelerinin süreksizlik parametreleri ölçülmüş ve araziden bloklar şeklinde kaya kütle örnekleri alınmıştır. Taş kesme atölyesine getirilen kaya blokları burada taş kesme makinesi ile kesilerek deneylere uygun ebatlarda kaya örnekleri hazırlanmıştır. Elde edilen örnekler üzerinde laboratuarda bir seri deneyler yapılarak kaya örneklerinin fiziksel ve mekanik özellikleri ile donma-çözülme oranları belirlenmiştir. Süreksizlik parametreleri ve laboratuvar deney sonuçları ile kaya kütleleri için RMR kaya kütle sınıflamaları yapılmıştır. Çalışma kapsamındaki kaya örnekleri çok iyi kaya, iyi kaya, orta kaya, zayıf kaya ve çok kötü kaya şeklinde sınıflandırılmıştır. Elde edilen arazi ve laboratuvar verileri ışığında kaya kütlelerinin kullanılabilceği mühendislik uygulama alanları irdelenmiştir.

2 MATERYAL

Bu çalışmada kullanılan malzeme andezit, kuvars diyorit, diyabaz, gabro, kumtaşı, kireçtaşı ve granit türü kayalardan blok şeklinde alınan kaya kütlelerinden oluşmaktadır. Arazide kaya türünü temsil edecek şekilde üç farklı noktadan alınan kaya blokları taş kesme atölyesine getirilmiş ve burada kesilerek laboratuvar deneyleri için uygun örnekler hazırlanmıştır.

3 YÖNTEM

3.1 Kaya bloklarının alınması ve deneyler için örneklerin hazırlanması

Çalışmada kullanılan kaya blokları Erzurum-Artvin karayolu güzergahı boyunca yol yarmalarından alınmıştır. Kaya blokları yol yarmalarından ana kayayı temsil edecek şekilde sağlam kesimlerden alınmıştır. İnceleme kapsamındaki kaya bloklarının alındığı yerler Çizelge 1'de verilmiştir. Bu kaya blokları, kenarları yaklaşık 40 cm ile 60 cm arasında değişen küp veya dikdörtgen prizmalar şeklinde kaya kütleleri şeklinde alınmıştır. Taş kesme atölyesine getirilen kaya blokları burada 5x5x5 cm, 5x5x10 cm ve 7x7x28 cm ebatlarında kesilerek laboratuvar deneylerde kullanılacak kaya örnekleri hazırlanmıştır. Deneyssel çalışma için her kayayı temsil eden üçer adet örnek hazırlanmıştır. Deneyssel çalışma için kesilmiş kaya örnekleri laboratuarda açık havada 10 gün süreyle bekletilerek örneklerin kesim esnasında bünyelerine aldıkları suyu verilmeleri sağlanmıştır.

Çizelge 1. Kaya örneklerinin alındıkları yerler

No	Kaya adı	Alındığı yer
1	Andezit	Torum-Tortum Gölü arası
2	Kuvars diyorit	Torum-Tortum Gölü arası
3	Diyabaz	Torum-Tortum Gölü arası
4	Gabro	Torum-Tortum Gölü arası
5	Kumtaşı	Tortum Gölü güneyi
6	Beyaz kireçtaşı	Tortum Gölü kuzeyi
7	Siyah kireçtaşı	Tortum Gölü kuzeyi
8	Yeşil granit	Artvin-Şavşat arası
9	Siyah granit	Artvin-Şavşat arası
10	Kırmızı granit	Artvin-Şavşat arası

3.2 Laboratuvar testleri

Kaya örneklerinin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi için yapılan deneyssel çalışma Atatürk Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı ve Zemin Mekanığı laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Deneyler için hazırlanan kaya örnekleri üzerinde TS 699 esaslarına ve De Beer (1967), Youash (1970), ISRM (1985) tarafından önerilen yöntemlere göre laboratuvar deneyleri yapılmıştır.

Kaya örnekleri ile kuru yüzey birim hacim ağırlık, yaş yüzey birim hacim ağırlık, porozite, basınç dayanımı, ısı iletkenlik, ultrasonik ve donma-çözülme deneyleri yapılmıştır. Basınç dayanımı deneyleri Autotest 2000 deney düzeneğinde 5x5x5 cm ebatlarındaki küp şekilli örnekler kullanılarak 200 (kgf/cm²)/sn yüklenme hızında yapılmıştır. Her kaya örneği için deneyler üç kez tekrarlanarak elde edilen değerlerin ortalaması alınmıştır. Isı iletkenlik deneyinde 7x7x28 cm ebatlarındaki kaya örnekler kullanılmış ve deneyler Quick Ternal Conductivity Meter (QTM500) cihazında yapılmıştır. Kayalara ait 5x5x10 cm ebatlı örnekler üzerinde ise DIGI EG-C12 ultrasonik deney aleti ile ultrasonik dalga hızı deneyleri yapılmıştır. Donma-çözünme deneylerinde 5x5x5 cm ebatlı örnekler kullanılmıştır. Örnekler önce 2.3 saat -18° C'de dondurulup bu işlemi takiben örneklerinin çözülmesi için 2.3 saat +18°C'de laboratuarda bekletilmiştir. Donma-çözünme deneylerinde donma-çözünme çevrimleri her örnek için 20 kez tekrarlanmıştır.

4. BULGULAR ve DEĞERLENDİRME

4.1 Süreksizlik parametreleri

Kaya kütleleri bünyesinde bulunan ve süreksizlik olarak tanımlanan farklı boyutta, türde ve sayıdaki zayıflık düzlemleri kaya kütlelerinin mühendislik özelliklerini ve kayaların kütle davranışlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Ayrıca bu süreksizlikler kaya kütle sınıflamasında kullanılan önemli parametreler arasındadır. Bu nedenlerle inceleme kapsamındaki kaya birimleri üzerinde süreksizlik ara uzaklığı,

süreksizlik devamlılığı ve süreksizlik açıklığı gibi süreksizlik parametreleri belirlenmiştir. Örneklerinin süreksizlik parametreleri ISRM (1981)'e göre

belirlenmiş olup bu parametreler Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Kaya örneklerinin süreksizlik parametreleri

No	Kaya adı	Parametreler						RQD (%)
		Süreksizlik ara uzaklığı (cm)	Süreksizlik devamlılığı (m)	Süreksizlik açıklığı (mm)	Yüzey pürüzlülüğü	Dolgu malzemesi	Su durumu	
1	Andezit	2-75	10	1-5	Hafif pürüzlü	Kalsit	Az Nemli	65
2	Kuvars diyorit	50-320	30	1-10	Hafif pürüzlü	Kalsit	Nemli	76
3	Diyabaz	3-40	25	1-5	Pürüzlü	Kalsit	Nemli	63
4	Gabro	5-60	8	1-3	Pürüzlü	Kalsit	Nemli	64
5	Kumtaşı	5-80	12	1-12	Pürüzlü	Kalsit	Az Nemli	56
6	Beyaz kireçtaşı	5-150	7	1-3	Pürüzlü	Kalsit	Az Nemli	83
7	Siyah kireçtaşı	5-120	8	1-5	Pürüzlü	Kalsit	Az Nemli	78
8	Yeşil granit	10-170	12	1-3	Pürüzlü	Kalsit	Nemli	88
9	Siyah granit	12-190	10	1-5	Pürüzlü	Kalsit	Nemli	92
10	Kırmızı granit	10-230	8	1-5	Pürüzlü	Kalsit	Nemli	90

Elde edilen verilere göre, kaya kütleleri üzerinde ölçülen süreksizlik ara uzaklıkları 2 cm ile 320 cm arasında değişmekte olup en büyük süreksizlik ara uzaklığı kuvars diyorit kayasında ölçülmüştür. Kuvars diyorit aynı zamanda en uzun süreksizliğe sahip kaya kütesidir. Süreksizlik devamlılığı 30 m uzunluğa kadar ulaşmakta olup bu uzunluk kuvars diyorit kaya kütlesi üzerinde izlenmektedir. Ölçülen süreksizlik açıklıkları 1 mm ile 12 mm arasında değişmektedir. Bu açıklıklar genellikle kalsit ve kısmen aragonit ile silis dolguludur. Kaya kütleleri hafif pürüzlü ve pürüzlü kırık yüzeylerine sahiptirler.

Kaya karotlarının kalitesinin bir göstergesi olan RQD değeri aynı zamanda RMR Kaya Kütle Sınıflaması için gerekli bir parametredir. RMR sınıflaması için gerekli bir parametre olması nedeniyle bu çalışmada kayaların RQD değerleri belirlenmiştir. Kayaların RQD değerleri Deere (1964) tarafından önerilen yöntemle sondajla alınan karotlarla belirlenmektedir. Sondaj ise her zaman mümkün olmamaktadır. Sondaj imkanı olmaması durumunda RQD değerlerinin belirlenmesi için Rawlings et al., (1995) tarafından önerilen yöntem kullanılmaktadır (Arkoç, 2002). Bu çalışmada sondaj yapılmamış olup kaya örneklerinin RQD değerleri Rawlings et al., (1995) tarafından önerilen aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmıştır.

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (1)$$

Bur bağıntıda; RQD: kaya kalite gösterge değeri ve J_v : 1 m³'lük bir kayadaki çatlak değerleridir. Kaya örnekleri için elde edilen RQD değerleri

Çizelge 2'de verilmiştir. Elde edilen RQD değerleri % 63 ile %92 arasında değişmekte olup en yüksek RQD değeri % 92 ile siyah granit örneğinde elde edilmiştir. Kumtaşı örneği ise % 56 ile en düşük RQD değerli kaya örneğidir.

4.2. İndeks özellikler

Kaya örneklerinin kuru birim hacim ağırlık, doymuş birim hacim ağırlık ve porozite gibi bazı indeks özellikleri laboratuarda belirlenmiş olup elde edilen sonuçlar Çizelge 3'te verilmiştir. İndeks özelliklerin belirlenmesinde her kaya örneği için deneyler üç kez tekrarlanarak elde edilen sonuçların ortalamaları alınmıştır. Kaya örneklerinin kuru birim hacim ağırlığı değerleri 25.2 kN/m³ ile 26.8 kN/m³ arasında ve doymuş birim hacim ağırlığı değerleri ise 25.6 kN/m³ ile 27.2 kN/m³ arasında değişmektedir. Porozite değerleri ise % 2 ile % 13 arasında değişmekte olup en düşük porozite değeri kuvars diyoritte ve en yüksek porozite değeri kumtaşına ait kaya örneklerinde elde edilmiştir.

Çizelge 3. Kaya örneklerine ait bazı indeks özellikler

No	Kaya adı	Parametreler		
		Kuru birim hacim ağırlık (kN/m ³)	Doymuş birim hacim ağırlık (kN/m ³)	Porozite (%)
1	Andezit	25.7	26.1	7
2	Kuvars diyorit	25.2	25.6	2
3	Diyabaz	25.4	25.8	6
4	Gabro	26.8	27.0	5
5	Kumtaşı	25.6	25.9	13
6	Beyaz kireçtaşı	26.0	26.8	3
7	Siyah kireçtaşı	26.3	26.7	3
8	Yeşil granit	26.6	27.2	4
9	Siyah granit	26.7	27.4	5
10	Kırmızı granit	26.6	26.9	4

4.3 Mekanik özellikler

Deneysel çalışmadan elde edilen kayaların basınç mukavemeti değerleri ve kayaların basınç mukavemet değerlerine göre sınıflandırmaları Çizelge 4'te verilmiştir. Kayaların basınç mukavemeti değerleri 76.6 MPa ile 198.3 MPa arasında değişmektedir. Elde edilen sonuçlara göre kırmızı granit örnekleri en yüksek basınç dayanımına sahip, kumtaşı örnekleri ise en düşük basınç dayanımına sahiptir. Ayrıca kuvars diyorit ve beyaz kireçtaşı da yüksek basınç mukavemetine sahip kayalardır. Basınç mukavemeti sınıflamasına göre andezit, diyabaz ve kumtaşı örnekleri orta dirençli kaya sınıfında yer almaktadır. Kuvars diyorit, gabro, kireçtaşı ve granit örnekleri ise yüksek dirençli kaya sınıfında kayalardır.

Çizelge 4. Kaya örneklerinin basınç dayanımı değerleri

No	Kaya adı	Basınç dayanımı (MPa)	Basınç dayanımı sınıflaması
1	Andezit	98.5	Orta dirençli
2	Kuvars diyorit	130.2	Yüksek dirençli
3	Diyabaz	102.6	Orta dirençli
4	Gabro	121.3	Yüksek dirençli
5	Kumtaşı	76.6	Orta dirençli
6	Beyaz kireçtaşı	127.0	Yüksek dirençli
7	Siyah kireçtaşı	115.4	Yüksek dirençli
8	Yeşil granit	160.0	Yüksek dirençli
9	Siyah granit	181.0	Yüksek dirençli
10	Kırmızı granit	198.3	Yüksek dirençli

Örnekler için elde edilen boyuna dalga hızları ve ısıl iletkenlik değerleri Çizelge 6'te verilmiştir. En yüksek boyuna dalga hızı granit örneklerinde en düşük dalga hızı ise kumtaşı örneklerinde elde edilmiştir. ısıl iletkenlik değerleri ise kireçtaşı örneklerinde en yüksek, kumtaşı örneklerinde ise en düşük değerdendir.

Çizelge 5. Kaya örneklerinin boyuna dalga hızı ve ısıl iletkenlik değerleri

No	Kaya adı	Boyuna dalga hızı (m/sn)	Isıl iletkenlik w/mk
1	Andezit	5110	3.40
2	Kuvars diyorit	3933	2.76
3	Diyabaz	5070	1.98
4	Gabro	4790	2.94
5	Kumtaşı	1975	1.65
6	Beyaz kireçtaşı	5696	3.70
7	Siyah kireçtaşı	5860	4.42
8	Yeşil granit	14263	2.38
9	Siyah granit	14146	3.44
10	Kırmızı granit	14556	2.85

4.4 Kaya kütle sınıflamaları

İnceleme kapsamındaki kaya örneklerinin kaya kütle sınıflamaları Bienawski (1989) tarafından önerilen RMR Kaya Kütle Sınıflama Sistemi'ne göre yapılmıştır. Kütle sınıflaması değerlendirmesinde kaya örneklerinin arazideki ana kaya kütlelerinin süreksizlik ara uzunlukları, süreksizliklerin devamlılıkları ve süreksizliklerin açıklıkları için mostrada rastlanan en yaygın süreksizlikler baz alınmıştır. Kaya örnekleri için RMR sınıflama sistemine göre puanlama yapılarak; çok iyi kaya, iyi kaya, orta kaya, zayıf kaya ve çok kötü kaya şeklinde sınıflandırılmıştır. Çalışma kapsamındaki kaya örneklerinin puanlama ve sınıflaması Çizelge 6'da verilmiştir.

Çizelge 6. Kaya örneklerinin kaya kütle puanları ve RMR sınıflama sistemine göre kaya sınıfları

No	Kaya adı	Parametreler	
		Kaya kütle puanı	Kaya sınıfı
1	Andezit	57	Orta kaya
2	Kuvars diyorit	79	İyi kaya
3	Diyabaz	46	Orta kaya
4	Gabro	57	Orta kaya
5	Kumtaşı	39	Zayıf kaya
6	Beyaz kireçtaşı	84	İyi kaya
7	Siyah kireçtaşı	79	İyi kaya
8	Yeşil granit	89	Çok iyi kaya
9	Siyah granit	92	Çok iyi kaya
10	Kırmızı granit	89	Çok iyi kaya

RMR sınıflama sistemine göre; granit örnekleri çok iyi kaya, kuvars diyorit ve kireçtaşı örnekleri iyi kaya, andezit, diyabaz ve gabro örnekleri orta kaya ve kumtaşı örnekleri ise zayıf kaya sınıfında yer almaktadır.

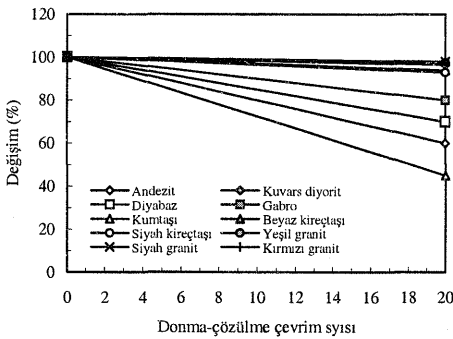
4.5 Donma-çözünme oranları

Kayaların dayanımlarına göre sınıflandırılmasında yaygın olarak kullanılan tek eksenli basınç dayanımı değeri, aynı zamanda bozunma amaçlı çalışmalarda da önemli bir parametre olarak kullanılmaktadır (Binal vd., 1997; Binal vd., 2004). Kayaların bozunmasının en önemli sonuçlarından birisinin kayanın dayanım değerlerindeki azalma olması nedeniyle bu çalışma kapsamında kaya örnekleri üzerinde 20 donma-çözünme çevrimi uygulanarak bu çevrimler sonundaki basınç dayanımları belirlenmiştir. Donma-çözünme çevrimleri sonunda örneklerin basınç dayanımı değerlerinde meydana gelen değişimler aşağıda verilen eşitlik yardımıyla hesaplanmıştır.

$$DO = (P_n/P_0) \times 100 \quad (2)$$

Burada; DO: yüzde olarak değişim oranı, P_n : numunenin donma-çözülme çevrimleri sonundaki parametre değeri ve P_f : numunenin donma-çözülme çevrimine tabi tutulmadan önceki parametre değeridir.

Örneklerin donma-çözülme çevrimleri sonundaki değişim oranları Şekil 2’de verilmiştir. Elde edilen sonuçlara göre 20 donma-çözülme çevrimi sonunda kuvars diyorit, kireç taşı ve granit örneklerinin basınç dayanımı değişim yüzdeleri düşük değerde meydana gelirken, andezit, diyabaz, gabro ve kumtaşı örneklerinde basınç dayanımı değişim yüzdesi ise daha yüksek gerçekleşmiştir. Basınç dayanımı değişim oranı en düşük oranda granit kayalarında meydana gelmiştir. En yüksek basınç dayanımı değişimi ise kumtaşı örneğinde meydana gelmiştir.



Şekil 2. Örneklerin tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin donma-çözülme çevrimlerine bağlı değişimi

5 SONUÇ

Andezit, kuvars diyorit, diyabaz, gabro, kumtaşı, kireçtaşı ve granit gibi kaya örneklerinin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi ve bu özellikleri bakımından kaya örneklerinin değerlendirilmesi amacıyla yapılan bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Kaya örneklerinin alındığı bölge kuzey-güney yönlü tektonik sıkışma etkisindedir ve bu nedenle mevcut kayalarda bu sıkışmaya bağlı olarak gelişmiş kırık ve eklemler bulunmaktadır. Tüm kaya örnekleri genellikle çatlaklı ve çatlaklar yer yer kalsit dolguludur.
- Kaya örneklerinin kuru birim hacim ağırlığı değerleri 25.2 kN/m^3 ile 26.8 kN/m^3 arasında değişmektedir. Porozite değerleri % 2 ile % 13 arasında değişmekte olup en düşük porozite değeri kuvars diyorit örneğinde ve en yüksek porozite değeri ise kumtaşı örneğinde elde edilmiştir.

- Elde edilen sonuçlara göre; 198.3 MPa basınç mukavemeti değeri ile kırmızı granit örneği en yüksek basınç dayanımına sahip kaya ve 76.6 MPa basınç mukavemeti değeri ile kumtaşı örneği en düşük basınç dayanımına sahip kaya olarak belirlenmiştir.
- Bienawski (1989)’e göre kaya örnekleri için yapılan RMR kaya sınıflama sistemine sonucunda; granit örnekleri çok iyi kaya, kuvars diyorit ve kireçtaşı örnekleri iyi kaya, andezit, diyabaz ve gabro örnekleri orta kaya ve kumtaşı örnekleri ise zayıf kaya olarak sınıflandırılmışlardır.
- Donma-çözülme çevrimleri sonunda kaya örneklerinin basınç dayanımı değeri değişmiştir. Basınç dayanımı değişim oranları en az granit örneklerinde, en yüksek ise kumtaşı örneklerinde meydana gelmiştir.
- Elde edilen mühendislik özelliklerine göre; granit, kuvars diyorit ve kireçtaşı örnekleri mermer, kesme taş ve doğal taş olarak, andezit, diyabaz, gabro ve kumtaşı ise blok taş ve kırma taş olarak mühendislik uygulamalarında kullanılabilir özelliktedirler.
- Bölgede bulunan kayaların özel uygulamalar için uygunlukları ve rezerv durumlarının belirlenmesi için daha ayrıntılı arazi ve laboratuvar çalışmalarının yapılması önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Adamia, S., Bayraktutan, M. S., Lordkipanidze, M., Kalkan, E., Kuloshvili, S., 1992. East Anatolian Geotranssect; Batum-Erzurum. Atatürk University, Research Project Report No. 1992/93, p. 260 (unpublished), Erzurum.
- Altunli, I. E., 1969. Oltu - Olur - Narman dolaylarının jeolojik incelemesi. T.P.A.O. Rapor no: 449, Ankara.
- Arkoç, o., 2002. Nene Hatun tüneline (İzmir) "Q" kaya kütle sınıflamasının uygulaması (1+504.00-1+314.30 km), Trakya Üniversitesi, Bilimsel Araştırmalar Dergisi, B Serisi, Cilt 3, No 2, 113-122.
- Bacakoğlu, F. ve Çalapkulu, F., 1999. Muğla yöresi mermerleri. 52. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bildiriler Kitabı, 39-46, Ankara.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Journal of Rock Mechanics, 6 (4), 189-236.
- Baydar, O., Erdoğan, B., Akyürek, B., Topçam, A., Kengil, R., Korkmaz, B., Kaynar, A. ve Selim, M., 1969. Yusufeli-Öğdem-Madenköy-Tortum gölü ve Erisis arasındaki bölgenin jeolojisi : MTA Rap. 5202, Ankara.
- Bayraktutan, M. S., 1999. Active tectonics and evaluation of thrust bounded Pasinler Basin in the Erzurum Fault Zone, Eastern Anatolia. Annales Tectonicae, 13 (1-2), 51-70.
- Bieniawski, Z. T., 1973. Engineering classification of joined rock mass. Trans. South African Inst. Civil Engineering, 15, 335-344.
- Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering rock mass classifications. John Wiley and Sons, 237 pp.

- Binal, A., Kasapoğlu, K. E. ve Gökçeoğlu, C., 1997. Eskişehir-Yıldızkaya çevresinde yüzeyleyen volkanosedimanter kayaların donma-çözülme etkisi altında bazı fiziksel ve mekanik parametrelerinin değişimi. *Yerbilimleri*, 19, 17-40.
- Binal, A., Kasapoğlu, K. E. ve Seğmenoğlu, Ç., 2004. Donma-çözülme sürecinin Ankara ıgımbiririnin jeomekanik özellikleri üzerine etkisinin doğal ve laboratuvar ortamında karşılaştırmalı olarak incelenmesi. *Kayamek'*2004, VII. Bölgesel Kaya Mekanik Sempozyumu, Sivas.
- Coates, D. F., 1964. Classification of rock and rock masses. *International Journal Rock Mech. Min. Sci.*, 1, 421-429.
- De Beer, J. H., 1967. Subjective classification of the hardness of rocks and the associated shear strength, PWC 4a Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found Eng., 396-398.
- Deere, D. U., 1964. Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1, 17-22.
- Erentöz, C. ve Ketin, U., 1961. 1/500,000 ölçekli Türkiye jeoloji haritası Kars paftası. M.T.A. yayınları, Ankara.
- Ertuğ, A., 1980. Çoruh havzası olası baraj yerleri, göl alanları ve tünel güzergahlarının mühendislik jeolojisi incelemesi, Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi, 139p.
- Goodman, R. E., 1976. *Methods of Geological Engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Comp., 472 pp.
- Hoek, E. and Brown, E. T., 1980. *Underground excavation in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, Stephan Austin and Sons Ltd., London, 527 pp.
- Hoş, T., 1999. Dalgakıran inşaatlarında kullanılan kireçtaşlarının jeoteknik özellikleri. 52. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bildiriler Kitabı, 32-38, Ankara.
- ISRM, 1981. ISRM suggested methods: Rock Characterization, Testing and Monitoring. E. T. Brown (ed.) Pergamon Press, London, 211 pp.
- ISRM, 1985. Suggested methods for determining point load strength. *Int. 1. Rock Mech, Min. Sei. and Geomech. Abstr.*, 22, 2, 53-60.
- İrfan, T. Y., 1996. Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granites in Hong Kong. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 29, 5-35.
- Kekeç, B., Ünal, M. ve Şensöğüt, C., 2004. Kayaçların doku özellikleri ile kırılma ve öğütülme özellikleri arasındaki ilişkinin incelenmesi. *Kayamek'*2004, VII. Bölgesel Kaya Mekanik Sempozyumu, Sivas.
- Kadioğlu, S., Adlaş, G. U., Karpuz, C., Düzgün, Ş. B. ve Kadioğlu, Y. K., 2005. Taş ocağı yer seçiminde mühendislik disiplininin önemi: Gölbaşı andezitlerine bir uygulama. *Madencilik*, 44 (3), 25-33.
- Kendroski, F. S., Cummings, R. A., Bieniawski, Z. T., and Skinner, E. H., 1983. Rock mass classification for block caving mine drift support. *Proc. 5th International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, Melbourne, B51-B63.
- Ketin, T., 1949. Artvin bölgesinin jeolojik etüdü hakkında memuar. M.T.A. Rap. No: 2308, Ankara.
- Koca, M. Y., Arslan, A. T. ve Tarhan, F., 2005. Zigana Tüneli-Gürgeç (Trabzon) arasında yer alan kaya birimlerinin mühendislik jeolojisi açısından değerlendirilmesi. *DEÜ Mühendislik Fakültesi Fen ve Mühendislik Dergisi*, 7 (2), 57-73.
- Kocayigit, A., Yılmaz, A., Adamia, S., and Kuloshivili, S., 2001. Neotectonics of East Anatolian Plateau (Turkey) and Lesser Caucasus: implication for transition from thrusting to strike-slip faulting. *Geodinamica Acta*, 14, 177-195.
- Laubscher, D. H., 1977. Geomechanics classification of joined rock masses-mining applications. *Trans. Inst. Min. Metall.*, 86, A1-A7.
- Mutlutürk, M., 1999. Yapı taşlarında mühendislik jeolojisi çalışmaları ve bir sınıflama örneği. 52. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bildiriler Kitabı, 24-31, Ankara.
- Nefeslioğlu, H. A., Gökçeoğlu, C. ve Sönmez, H., 2004. Süreksizlik yüzeyi bozunma derecesi ve açıklık parametrelerinin Süpren (Eskişehir) mermer ocaklarındaki blokların boyutuna olan etkisi. *Kayamek'*2004, VII. Bölgesel Kaya Mekanik Sempozyumu, Sivas.
- Okay, A. I. and Tuysuz, O. 1999. Tethyan sutures of northern Turkey. In: Durand, B., Jolivet, L., Horvath, F., Seranne, M. (Eds). *The Mediterranean Basins: Tertiary Extension within the Alpine Orogen*. Special Publications, vol.156, Geological Society, London, pp.475-515.
- Onodera, T. F. and Asoka Kumara, H. M., 1980. Relation between texture and mechanical properties of crystalline rocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, 22, 173-177.
- Ramamurthy, T., 2004. A geo-engineering classification for rocks and rock mass. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, 89-101.
- Rawlings, W. S., Barton, N., Smallwood, A., and Davies, N., 1995. Rock mass classification using the "Q" and RMR systems. 8. Int. Congres on Rock Mechanics, Vol. 1, Tokyo, Japan.
- Semiz, B., Özpınar, Y. Ve Dönmez, H., 2005. Denizli volkanitlerinin özellikleri ve beton üretiminde kullanılabilirliği. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 11 (1), 63-70.
- Sengör, A. M. C. and Yılmaz Y. 1981. Tethyan Evolution of Turkey: a plate tectonic approach, *Tectonophysics*, 75, 181-241.
- Sengör, A. M. C., Yılmaz, Y. and Sungurlu, O., 1984. Tectonics of the Mediterranean Cimmerides: nature and the evolution of the western termination of Paleo-Tethys. In:
- Sheorey, P. R., 1993. *Empirical Rock Failure Criterion*. Balkema, Rotterdam, 176 pp.
- Simonovic, R., 1972. Yusufeli-Öğdem-Madenköy-Tortum Gölü ve Erisir arasındaki bölgenin jeolojisi. M.T.A. Rap. No: 5202, Ankara.
- Şimşek, O. ve Erdal, M., 2004. Ahlat taşının (ıgımbirir) bazı mekanik ve fiziksel özellikleri. G. Ü., *Fen Bilimleri Dergisi*, 17 (4), 71-78.
- Tahran, F., 1982. Artvin granitinin mühendislik jeolojisi ve baraj yeri olmaya etkisi. *Doçentlik Tezi*.
- TS 699, 1987. Tabii Yapı Taşları-Muayene ve Deney Metotları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Tuğrul, A., Zarif, I.H., Gürpınar, O., Güngör, Y., 1998. Granitik kayaların dokusal özelliklerinin yapı ve kaplama taşı olarak kullanılabilirliklerine etkisi. *Türkiye Cumhuriyetinin 75. Yılında Fırat Üniversitesinde Jeoloji Mühendisliği Eğitiminin 20. Yılı Sempozyumu Bildiri Özetleri Kitabı*, s.154.
- Tuğrul, A. ve Zarif, I. H., 1999. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. *Engineering Geology*, 51, 303-317.
- Tüdeş, Ş., Bulut, F. Ve Yalçınalp, B., 1991. İkizdere (Rize) yöresindeki granitik kayaçların mermer olarak kullanılabilirliği. *Jeoloji Mühendisliği*, 47, 1-7.
- Ulusay, R. ve Sönmez, H., 2002. Kaya kütlelerinin mühendislik özellikleri. *TMMOB, Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları*, 60, Ankara.
- Ünal, E. ve Özkan, İ., 1990. Determination of classification parameters for clay-bearing and stratified rock mass. *Proc. 9th Int. Conf. On Ground Control in Mining*, West Virginia Univ., 250-259.

- Yalçın, A. ve Özçelik, M., 2004. Kurna Deresi (Burdur) travertenlerinin fiziko-mekanik özellikleri ve yapı taşı olarak kullanılabilirlikleri. Kayamek'2004, VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu, Sivas.
- Youash, Y. Y., 1970. Dynamic and physical properties of rocks. Proc. 2nd Cong, Int. Soc, Rock, Mech., Belgrade, Part -1, Theory and Procedure, 171 - 183.

Yeraltı madenciliğinde ani gaz ve kayaç püskürmesine eğilimli zonların belirlenmesi

Assessment of rock, coal and gas outburst prone zones in underground mining

A. Fişne, G. Ökten & T. Hüdaverdi

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fak. Maden Müh. Böl. Maslak 34469 İstanbul

ÖZET: Kaya içinde basınç altında bulunan gazın, aniden arının dayanımını aşarak onu parçalaması ve gaz tarafından taşınan kayaç malzemesinin kazı boşluğunu doldurması "Ani Gaz ve Kayaç Püskürmesi" olarak tanımlanmaktadır. Kömür, tuz ve nadiren de olsa bazı metal madenlerinde karşılaşılan bu olaylar özellikle taşkömürü madenciliğinde yoğunlaşmıştır. Olayı meydana getiren etkenler arasında en önemlileri; kömürün yapısal özellikleri (kömürleşme derecesi, kömürün gevrekliği), kömürün içerdiği gaz miktarı ve gazın desorpsiyon hızı ile kaya basıncıdır. Ani püskürmeye eğilimli zonları önceden belirleyebilmek için söz konusu etkenlerin incelenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada, Zonguldak Taşkömürü Havzası'nda meydana gelen ani püskürme olayları ana hatlarıyla değerlendirilmiştir. Olaya eğilimli zonları önceden belirleyebilmek için kömürün yapısal özellikleri incelenmiş, kazı boşluğunu çevreleyen bölgede kaya basıncının değişimi ocak içinde yapılan ölçümlerle izlenmiştir.

ABSTRACT: Outburst of gas, coal and rock can be defined as sudden release of coal and rock accompanied by large quantities of gas into the working face or other mine workings. The outburst events appeared rarely in some metal mines has generally occurred in salt and coal mines especially bituminous coal mining. The most important factors that influence the occurrence of outbursts are gassiness of the coal seam, tectonics, properties of the coal and rock and vertical and lateral stresses occurring in the seam and or rock or part of the coal seam. It is necessary to investigate these factors separately to predict the outburst prone zones beforehand. In this study, the outburst events occurred in Zonguldak Bituminous Coal Basin was investigated. Impact strength tests were carried out on the samples obtained from the different coal seams to determine the outburst prone zones. In addition to this, measurements were carried out in the area to assign rock pressure variation related to distance from the advance face.

1 GİRİŞ

Kömür damarlarının değişik oranlarda metan ve diğer hidrokarbon gazları ile karbondioksit, azot içerdikleri bilinmektedir. Kömürleşme sürecinde oluşan ve üretim çalışmaları sırasında açığa çıkan bu gazlar, ocak havasına karışarak onun yanıcı, patlayıcı ve boğucu özellikler kazanmasına neden olmaktadır. Bazı durumlarda damar içinde bulunan gaz aniden arının dayanımını aşarak onu parçalamakta ve sürüklediği malzeme ile birlikte imalat boşluğunu doldurmaktadır.

Ani Gaz, Kömür ve Kayaç Püskürmesi olarak tanımlanan bu olaylar birçok ülkede, özellikle taşkömürü havzalarında işletme güvenliğinin en önemli sorunları arasında yer almaktadır. Olayın

meydana gelmesinde ana etken olan ve parçalanan malzemeyi ocak imalatına doğru taşıyan gaz, kayaç türlerine göre farklılıklar göstermektedir (Ökten, 1983). Kömür madenciliğinin yanısıra tuz madenciliğinde ve sayıları az olmakla beraber metal madenlerinde hazırlık çalışmaları sürdürülürken, gazın kumtaşı ile birlikte püskürdüğü olaylara da rastlanmıştır. Ani gaz ve kömür püskürmesi olaylarından sonra açığa çıkan gazlar metan, karbondioksit veya bunların karışımıdır. Tuz püskürmelerinde çoğunlukla karbondioksit, metan gazları ve bunların azot, hidrojen ile karışımı açığa çıkmaktadır. Kömür, tuz ve metal madenlerinde meydana gelen kumtaşı püskürmelerinde ise metan ve azot gazları ocak havasına karışmaktadır (Eckart, et.al., 1966, Paul, 1977, Ökten, 1983).

Çeşitli ülkelerde konu ile ilgili yapılan çalışmalar incelendiğinde, üretim çalışmalarının daha derin düzeylere inmesiyle olayların sayı ve şiddetinin arttığı görülmektedir. Ani püskürme olayı sırasında açığa çıkan gazın hacmi ve malzeme miktarı, olayın şiddeti veya boyutunu belirlemede ve sınıflandırmada kullanılan parametrelerdir. Majcherczyk ve Kobiela ani püskürme olaylarını açığa çıkan malzeme miktarına göre sınıflandırmıştır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Ani püskürme olaylarının açığa çıkan malzeme miktarına göre sınıflandırılması (Lama, 1996).

Açığa Çıkan Malzeme Miktarı (ton)	Ani Püskürmenin Boyutu
0,5 – 10	Çok Küçük
10 – 50	Küçük
50 – 400	Orta
400 – 1.000	Büyük
> 1.000	Çok Büyük

Ani gaz, kömür ve kayaç püskürmesi olayları dünya madencilik sektöründe karşılaşılan büyük felaketlerin en önemli sebeplerindendir. Şimdiye kadar dünya genelinde 30.000'nin üzerinde olay kayıtlara geçmiştir (Lama, 1998). Bunların yaklaşık % 30'u Çin Halk Cumhuriyeti'nde meydana gelmiştir. Çizelge 2'de çeşitli ülkelerde saptanan önemli ani püskürme olayları ve onlara ait bazı bilgiler özetlenmiştir.

Çizelge 2. Çeşitli ülkelerde saptanan ani püskürme olayları ve ilgili veriler (Lama, 1998).

Ülke	Tarih Aralığı	Olay Sayısı	Atılan Kayaç ve Gaz Türü	Boyut Kömür+Kayaç (ton) Gaz (m ³)
Avusturalya	1895 - 1995	670	Kömür (CH ₄ , CO ₂)	1.000 t 14.000 m ³
Kanada	1903 - 1984	548	Kömür ve Kayaç (CH ₄ , CO ₂)	3.500 t 200.000 m ³
Çin Halk Cumhuriyeti	1950 - 1992	14299	Kömür (CH ₄)	12.780 t
Çek Cumhuriyeti	1894 - 1990	482	Kömür ve Kayaç (CH ₄ , CO ₂)	4310 t 96.000 m ³
Fransa	1879 - 1989	6813	Kömür (CH ₄ , CO ₂)	5.600 t 100.000 m ³
Almanya	1970 - 1993	359	Kömür (CH ₄)	2.500 t 12.000 m ³
Japonya	1926 - 1986	920	Kömür (CH ₄)	5.200 t 600.000 m ³
Polonya	1894 - 1994	1738	Kömür (CH ₄ , CO ₂)	5.000 t 750.000 m ³
Ukrayna	1901 - 1988	4908	Kömür (CH ₄)	14.500 t 600.000 m ³
Türkiye	1962 - 1993	58	Kömür (CH ₄)	700 t 11.000 m ³

Şimdiye dek saptanan en büyük olay 1969 yılında Ukrayna'nın Donetsk Kömür Havzası'ndaki Mazurka Ocağı'nda meydana gelmiştir. Olay sonucu yaklaşık 14.500 ton kömür atılmış olup 600.000 m³ gaz açığa çıkmıştır. Ayrıca Polonya'nın Dolny Slask Havzası'ndaki Nowa Ruda Ocağı'nda 1958 yılında meydana gelen olayda yaklaşık 5.000 ton kömür atılmış olup 750.000 m³ gaz açığa çıkmıştır. Bu olay kömür madenciliğinde karşılaşılan önemli olaylar arasında ilk sırayı almaktadır.

Türkiye de ise Zonguldak Taşkömürü Havzası'nda 1962 – 1993 yılları arasında 58 ani gaz ve kömür püskürmesi olayı kaydedilmiş, toplam olarak 321 işçi hayatını kaybetmiştir (Ökten, 1995). Can kayıplarının çok büyük bir bölümü 03.03.1992 tarihinde Kozlu Taşkömürü Müessesesi'nde meydana gelen olayda gerçekleşmiştir. Ani gaz ve kömür püskürmesini izleyen grizu ve toz patlamaları sonucunda 263 madenci vefat etmiştir. Havzada üretim düzeyinin gittikçe derinleştiği ve üretilen beher ton kömür başına açığa çıkan metan miktarının arttığı göz önüne alınırsa, olay sayısının gelecek yıllarda artması olasılığı kuvvetlidir.

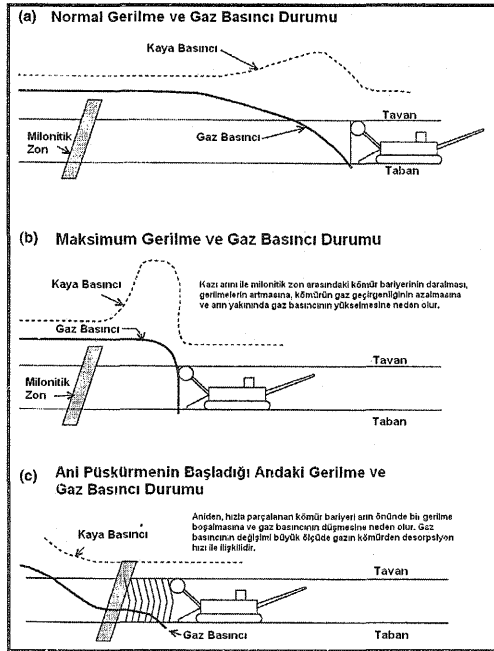
Bu bildiride olayı meydana getiren etkenlerden kömürün yapısal özellikleri ve kaya basıncı araştırılarak ani püskürmeye eğilimli zonların önceden belirlenmesi amaçlanmıştır.

2 ANİ PÜSKÜRME OLAYININ MEKANİZMASI

Yeraltında hazırlık ve üretim amacıyla boşlukların açılması sonucu doğal gerilme durumu bozulur, boşluğu çevreleyen bölge büyük gerilmelerin etkisi

altına girer. Şekil 1' de görüldüğü gibi, kaya basıncının değeri arından uzaklaştıkça artar, belli bir mesafede maksimum değerine ulaşır. Arının iletilmesiyle birlikte yüksek basınç zonu da

içerilere doğru ötelenir. Normal şartlarda bu çevrim panodaki üretim çalışmaları sonuçlanıncaya kadar devam eder. İlerleme doğrultusunda ani püskürmeye eğilimli milonitik bir zon bulunması durumunda, kazı ile birlikte arın önündeki bölgede gerilmeler ve gaz basıncı artar, kömürün gaz geçirgenliği minimum değerine iner. Bu aşamada arın ile milonitik zon arasındaki bariyer basınç altındaki gazın deformasyon enerjisini frenlemeye çalışır. Bariyerin kazı çalışmaları sonucu zayıflatılması ile birlikte, gaz basıncı arını parçalar ve taşıdığı malzeme ile birlikte kazı boşluğuna doğru akar. Söz konusu olaylar yeniden bir denge sağlanıncaya (gaz basıncının düşmesi, taşınacak niteliklerde kömür kalmaması) kadar devam eder (Beamish, 1998).



Şekil 1. Ani püskürme olayının mekanizması (Beamish, 1998)

3 ANİ PÜSKÜRME OLAYINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Kömür damarı ve çevre kayaların jeolojisi ani püskürme olayının meydana gelmesinde önemli rol oynamaktadır. Tektonizma sonucu deformasyona uğrayan havzalarda olayların sayı ve şiddetinin belirgin bir şekilde arttığı gözlenmiştir. Çünkü, olaylar sırasında kömür damarındaki gazın kazı boşluğuna doğru akmasını sağlayan süreksizliklerin büyük bir bölümü tektonik olaylar sonucu meydana gelmektedir (Lama, 1998).

Üretim düzeyinin derinleşmesiyle birlikte, olayı meydana getiren iki temel parametre; kömür damarının gaz içeriği ve kaya basıncı artmaktadır. Diğer bir deyimle, derin kotlarda çalışan ocaklarda olayların meydana gelme olasılığı daha yüksektir. Ancak, bu varsayım "sığ derinliklerde ani püskürme olayları meydana gelmez" şeklinde yorumlanmamalıdır. Tektonik kökenli gerilmelerin etkin olduğu, kömürleşme sürecinde oluşan gazın damardan uzaklaşmadığı vb. durumlarda, sığ derinliklerde de olaylarla karşılaşılabilir. (Ökten, 1983).

Genellikle kalın kömür damarları ince kömür damarlarına göre ani püskürmeye daha yatkındır. Bunun nedeni kalın kömür damarlarındaki gaz miktarının ve ani püskürmeyi tetikleyecek deformasyon enerjisinin daha fazla olmasıdır (Valliappan, 1999). Diğer taraftan, damar eğiminin olayların meydana gelişinde önemli etkenlerden birisi olduğu bilinmektedir. Çünkü, eğim arttıkça kömürün tabantası ve ara kesmelerin oluşturduğu süreksizlik düzlemleri üzerinde kazı boşluğuna doğru kayması olasılığı da artmaktadır (Ökten, 1983).

Ani gaz ve kömür püskürmesi olayının meydana gelmesindeki en temel faktörlerden birisi de kömür damarının içerdiği desorbe olabilir gaz miktarıdır. Desorbe olabilir gaz içeriği arttıkça ani püskürme riski de yükselmektedir (Lama, 1998). Bu değer 9 m³/t' dan fazla olması ani püskürme olayını tetiklemek için yeterli görülmektedir (Paul, 1977; Janas ve Winter, 1977).

Kömürün gözenekliliği ve geçirgenliği ani püskürme olayının meydana gelişini etkileyen faktörlerdendir. Gözeneklilik arttıkça gaz depolama (adsorbsiyon) kapasitesi büyümekte, gaz geçirgenliği yüksek kömürlerde birim zamanda daha fazla gaz açığa çıkmaktadır (Lama, 1996).

Zonguldak Taşkömürü Havzası'nda meydana gelen olaylar incelendiğinde benzer sonuçlarla karşılaşılmıştır. Olaylar tektonik deformasyona uğramış zonlar civarında yoğunlaşmakta, üretim düzeyinin derinleşmesiyle birlikte olay sayısı artmakta, eğimli ve kalın damarlar olaylar açısından daha tehlikeli olarak kabul edilmektedir.

4 ANİ PÜSKÜRMeye EĞİLİMLİ ZONLARIN BELİRLENMESİ

Yeraltı üretim çalışmaları sırasında ani püskürmeye eğilimli zonların önceden belirlenmesi, can güvenliği ve üretimin aksamadan devamı açısından büyük önem taşımaktadır. Bu amaçla sürdürülen çalışmalar başlangıçta, jeolojik yapının incelenmesi ve olaydan önce ortaya çıkan uyarıcı belirtilerin değerlendirilmesi ile sınırlı kalmıştır. Daha sonraki dönemde olayın meydana gelişinde rol oynayan

etkenleri deneysel olarak araştırmayı esas alan bir çok yöntem geliştirilmiştir (Ökten, 1983; Sereshki, 2005).

Bu çalışmada, ani püskürmeye eğilimli zonların belirlenmesi amacıyla sürdürülen makroskopik gözlemlerden kısaca bahsedildikten sonra olayların meydana gelişinde rol oynayan etkenlerden "Kömürün Yapısal Özellikleri" ve "Kaya Basıncı" açıklanacak ve bunları belirlemek için yapılan deneysel çalışmalara yer verilecektir.

4.1 Makroskopik Gözlemler

Birçok ülkede olayların özellikle tektonik deformasyona uğrayan yerlerde yoğunlaştığı saptanmıştır. Bu nedenle; ocak imalatının fay zonlarına ve kıvrımlara göre konumu, damar kalınlığında ve eğimindeki değişimler, kömürün yapı ve dokusundaki farklılıklar dikkatle incelenmelidir. Eğer veriler damarın tektonik deformasyona uğradığını ortaya koyuyorsa ve damarın içerdiği desorbe olabilir gaz miktarı $9 \text{ m}^3/\text{t}$ ' dan fazla ise, daima ani püskürme tehlikesi vardır. Makroskopik gözlemlere dayanarak ani püskürmeye eğilimli zonların önceden belirlenemeyeceği bir gerçektir. Bu tür incelemeler ancak konuyla ilgili araştırma çalışmalarının yönlendirilmesine yardımcı olmaktadır (Ökten, 1983).

4.2. Kömürün Yapısal Özellikleri

4.2.1. Kömürleşme Derecesi

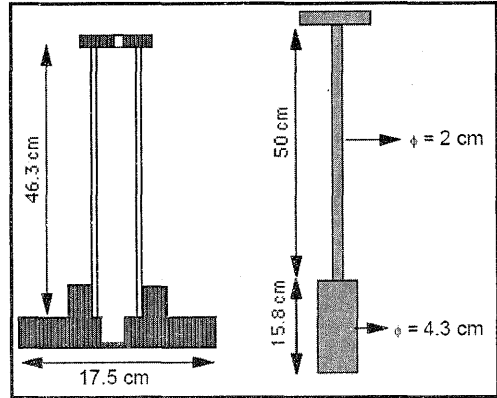
Turbanın jeolojik ve kimyasal etmenlerin etkisi ile çeşitli derecelerdeki kömürlere (linyit, yarı bitümlü ve bitümlü kömürler, antrasit ve metaantrasit) dönüşmesi "Kömürleşme" olarak isimlendirilmektedir. Kömürleşme olayı sırasında organik maddedeki değişimin evreleri kömür türlerini meydana getirir. Kömürleşme derecesi genellikle uçucu madde veya sabit karbon miktarları esas alınarak belirlenmektedir. Diğer bir deyimle, düşük uçucu madde miktarı veya yüksek sabit karbon miktarı yüksek dereceli kömürleri simgelemektedir (Karayigit ve Köksoy, 1998). Araştırmalar, linyitlerden antrasite doğru, gelişen kömürleşmeye paralel olarak adsorplanan gaz miktarının arttığını göstermiştir. Ayrıca yüksek dereceli kömürler diğerlerine oranla daha az nem ve kül içerdikleri için gaz adsorpsiyon kapasiteleri daha yüksektir.

Zonguldak Taşkömürü Havzası, Kozlu, Üzülmaz ve Karadon İşletmeleri kömürleri yağlı - bitümlü kömürler kategorisine girmektedir. Kömür numunelerinin "Havada Kuru Bazda" uçucu madde içeriği % 20 - 30, kül içeriği < % 10, nem içeriği < % 5 olarak belirlenmiştir (Ökten, 1983). Konuya bu açıdan bakıldığında, incelenen damarların ani püskürmeye eğilimli olduğu söylenebilir.

4.2.2. Kömürün Gevrekliği

Artan gerilmeler altında elastik sınırı izleyen çok sınırlı bir şekil değiştirmeden sonra aniden kırılan kayaçlara "Gevrek Kayaçlar" denilmektedir. Bu tür kayaçlarda yenilme, kırılma şeklinde olmaktadır. Kömürlerin de gevrek kayaçlar sınıfına girdiği, kömürleşme derecesi yüksek kömürlerin diğerlerine oranla daha gevrek bir yapı gösterdikleri bilinmektedir. Kömürün bu özelliği, sekonder gerilmelerin etkisiyle var olan süreksizliklerin gelişmesi ve yeni süreksizliklerin oluşmasında önemli rol oynar. Diğer bir deyimle, kömürün gevrekliği arttıkça gazın desorpsiyon hızını etkileyen temel parametrelerden "çatlak yoğunluğu" artar. Bu varsayımdan hareketle, kömür damarlarından alınan numunelerin gevrekliğini belirleyerek, damarın ani püskürmeye eğilimi konusunda bir fikir elde etmek mümkündür (Ökten, 1983, Lama, 1996).

Kömürlerin gevrekliğini saptamak amacıyla çeşitli ölçüm teknikleri geliştirilmiştir. Yaygın olarak kullanılan bir yaklaşım; kırılmalığın, tek eksenli basınç dayanımının çekme dayanımına oranı (σ_c/σ_t) olarak belirlenmesidir. Bu çalışmada Protodjakanov'un sertlik ölçüm prensibinden yararlanarak Evans ve Pomeroy (1966) tarafından geliştirilen yöntemden yararlanılmış; kömür numunelerinin laboratuvarda "Darbe Dayanımları" ölçülmüştür. Kullanılan deney seti, iç çapı 44,5 mm olan bir silindire, 43 mm çapında ve 1816 gr ağırlığında bir çelik pistondan meydana gelmiştir (Şekil 2).



Şekil 2. Darbe dayanım deney seti

Deneye tabi tutulacak kömür numunesi önce 9,5 - 3,2 mm boyutuna indirilir ve bundan 100 gr tartılarak ölçüm setinin içine koyulur. 1816 gr ağırlığındaki piston 305 mm yükseklikten silindir içindeki numunenin üzerine 20 defa ardarda düşürülür. Darbelerin etkisiyle ufalanan kömür silindirden boşaltılarak açıklığı 3,2 mm olan elekten

elenir ve elek üstü tartılır. Elek üstünde ve gözeneklerinde kalan kısmın ağırlığı incelenen kömürün Darbe Dayanım Sayısı'nı (Impact Strength Index) verir (Akçın ve Baş, 1990).

Daha önce de belirtildiği gibi, gevrek kömürler darbe etkisinde daha fazla ufalanmaktadır. O halde, ani püskürmeye eğilimli damarlara ait kömürlerde ölçülen darbe dayanımı değerlerinin diğerlerine oranla daha küçük olması gerekir. Bu noktadan hareketle, daha önce ani püskürme olayı meydana gelen bazı damarlardan ve Kozlu Taşkömürü Müessesesi'ndeki farklı yerlerden alınan numuneler üzerinde ölçümler yapılmış, sonuçlar Çizelge 3 ve Çizelge 4' de verilmiştir.

Çizelge 3. Ani püskürme olayı meydana gelmiş yerlerden alınan numunelerin darbe dayanım sayıları.

Müessese	Numune Alınan Yer	Derinlik (m)	Darbe Dayanım Sayısı
Karadon	Acılık Başyukarı	356	24
Kozlu	Acılık Başyukarı	402	29
Kozlu	Kuzey Lağım	418	26

Çizelge 4. Kozlu Taşkömürü Müessesesi'nden alınan numunelerin darbe dayanım sayıları.

Müessese	Numune Alınan Yer	Derinlik (m)	Darbe Dayanım Sayısı
Kozlu	Acılık Alt Taban	- 425	52
Kozlu	Sulu Alt Taban	- 425	40
Kozlu	Çay Başyukarı	- 425	46
Kozlu	Acılık Üst Taban	- 401	31
Kozlu	Acılık Başyukarı	- 405	33
Kozlu	Hacı Petro Alt.	- 485	42
Kozlu	Tb.	- 485	42
Kozlu	Çay Başyukarı	- 485	55

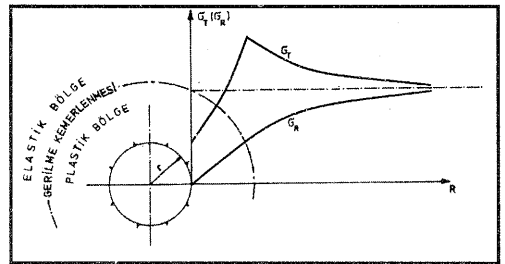
Görüldüğü gibi, olayların meydana geldiği yerlerden alınan numunelerde saptanan tüm değerler 30'dan küçüktür. Buna karşın Kozlu Taşkömürü Müessesesi'ndeki farklı damarlara ait kömürlerde, değerler 31-55 arasında değişmektedir. Ölçüm sonuçlarına dayanarak, darbe dayanım sayısı 30'a çok yakın ve daha küçük kömürler ani püskürmeye eğilimli olarak nitelendirilebilir. Buna göre incelenenler arasında sadece Acılık Üst Taban ve Başyukarıdan alınan numunelerin ani püskürme tehlikesi taşıyan bir zona ait olduğu söylenebilir.

4.3. Kaya Basıncı

Madencilik faaliyetleri sırasında yapılan kazılar yerkabuğu içindeki doğal (Primer) gerilme

durumunun bozulmasına neden olmaktadır. Doğal gerilmelerin yön, yer ve şiddet değiştirmesiyle oluşan yeni gerilme dağılımı da ikincil (Sekonder) gerilme durumu veya "Kaya Basıncı" olarak isimlendirilmektedir. Yeni durumda gerilme yörgüngeleri boşluk dolayına kayarak sıkışmakta ve buralarda büyük teğetsel gerilmeler oluşmaktadır. Eğer gerilmelerin şiddeti kayanın dayanımlılığından az ise, gerilmeler boşluk duvarında en büyük değerine ulaşmaktadır. Ancak, söz konusu ikincil gerilmelerin şiddeti, kaya malzemesini hemen veya zamanla kırarak değerler almışsa, boşluk dolayında gevşeme ve plastikleşme bölgeleri oluşmakta ve maksimum gerilmeler daha içeri kısımlara kaymaktadır. Gerilmelerin boşluk dolayında veya daha içerilerde yoğunlaşarak taşıyıcı ve koruyucu bir zon meydana getirmesine ise "Gerilme Kemerlenmesi" denilmektedir.

Boşluğu çevreleyen bölgede kaya basıncı, teğetsel (σ_T) ve radyal (σ_R) gerilmelerle ifade edilmektedir. Her iki bileşenin galeri cidarından uzaklaştıkça nasıl bir değişim gösterdiği Şekil 3'de verilmiştir. Görüldüğü gibi, teğetsel gerilmenin değeri hızla artarak "Derinlik Basıncını" aşmakta, belli bir uzaklıktan sonra en yüksek değerine ulaşmaktadır. Bu bölgede basıncın etkisiyle süreksizlikler kapanacağı için kömürün gaz geçirgenliği en düşük değerine iner ve gazın arına doğru göç etmesi zorlaşır. Teğetsel gerilmeler kömürün basınç dayanımından büyükse kömürün elastik kırılma koşulu aşılar ve boşluk dolayında belli büyüklükteki bir bölge içinde kömür kırılarak plastik bir yapı kazanır. Bu nedenlerle, kaya basıncının arın önündeki değişiminin araştırılması, ani püskürmeye eğilimli zonların önceden belirlenmesi açısından önem taşımaktadır (Ökten, 1983; Lama, 1996).

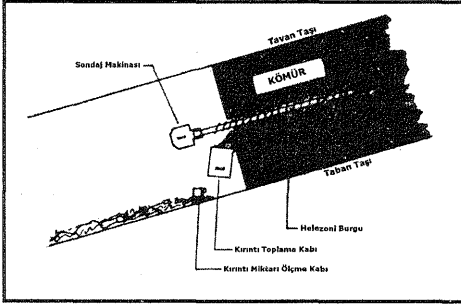


Şekil 3. Bir galeriyi çevreleyen bölgede kaya basıncının değişimi.

Yerkabuğu içinde açılan boşlukları çevreleyen bölgede kaya basıncının büyüklüğünü belirlemek amacıyla çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu çalışmada yeraltı şartlarına uygunluğu ve kolay uygulanabilir olması nedeniyle, kömür damarlarında

açılan sondajlar sırasında elde edilen bulguların değerlendirilmesine dayanan bir yöntemden yararlanılmıştır. Bu yöntemde, beher metre ilerleme başına sondaj kırıntısı gelirinin ve kırıntıların tane boyutunun artması, delicinin ilerleme hızının azalması ve burguların sık sık sıkışması kaya basıncının yükseldiğini belirten bulgulardır (Jacobi, 1976).

Aynı yöntem Kozlu Taşkömürü İşletmesi'ndeki -425 ve -482 katlarındaki Sulu Başyukarı'larda uygulanmıştır. Kullanılan donanım Şekil 4' de gösterildiği gibi, elle yönlendirilen sondaj makinesi, helezoni burgular, kırıntı toplama kabı ve kırıntı miktarı ölçme kabından oluşmaktadır. Sondaj makinesinin ağırlığı 9,5 kg, gücü 1,75 HP, delme kapasitesi kömürde 10 m civarındadır. Çapları 42 mm olan burgular 1,2 m ve 1,7 m'lik iki ayrı uzunluktadır. Delikten çıkan kırıntıları toplamak için kullanılan kabın hacmi 16 lt'dir. Kırıntı miktarını ölçmek için 2 lt hacminde ölçekli bir kaptan yararlanılmıştır.



Şekil 4. Kaya basıncını belirlemede kullanılan sondaj donanımı

Bir kömür damarında yapılan sondaj sırasında çıkan kırıntı miktarı kömürün dayanımı ve galeri dolayındaki gerilme dağılımının bir ölçüsüdür. Bu metod ilk olarak Jahns tarafından büyük gerilmeler altındaki zonları belirlemek için geliştirilmiş olup ani gaz ve kömür püskürmesine eğilimli zonların tahmin edilmesinde de kullanılmaktadır. Kırıntı hacmi sondaj çapına bağlıdır ve kırıntı miktarının teorik olarak hesaplanan değerden fazla olması gerilmelerin arttığının bir göstergesidir. Genel bir kural olarak, hesaplanan değer üç katından fazla kırıntı geliri ani püskürme olayları açısından da şüpheli bir duruma işaret etmektedir. Kırıntı gelirinin sondaj çapı ile değişimi ve tehlikeli kırıntı geliri miktarı Çizelge 5'de görülmektedir.

Çizelge 5. Kırıntı gelirinin sondaj çapı ile değişimi (Lama, 1996).

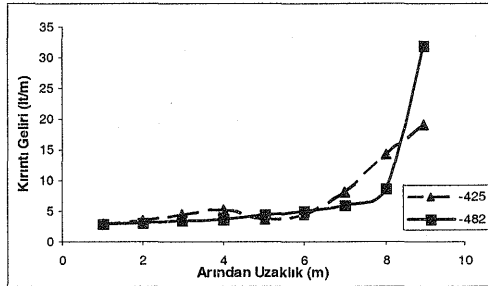
Sondaj Çapı (mm)	Normal Kırıntı Hacmi (lt/m)	Tehlikeli Kırıntı Geliri (lt/m)
42	2,5	> 6
50	2,75	> 8
95	9,92	> 50
140	21,5	> 90

Ölçümler sonucunda belirlenen değerler Çizelge 6'da verilmiştir. Ayrıca sondaj kırıntısı gelirinin arından uzaklığa bağlı olarak değişimi Şekil 5'de gösterilmiştir.

Çizelge 6. -425/-482 Sulu Başyukarı'larda yapılan sondajlardan elde edilen kırıntı gelirleri.

Arından Uzaklık (m)	Kırıntı Geliri (lt/m)	
	-425	-482
1	2,85	2,92
2	3,50	3,04
3	4,43	3,50
4	5,13	3,68
5	3,67	4,42
6	4,43	5,08
7	8,10	5,92
8	14,25	8,63
9	19,00	32,00

Şekilden de görüldüğü gibi, her iki başyukarının arını önündeki 6 m'lik şerit içinde kaya basıncının önemli bir artış göstermediği söylenebilir. Çünkü, ölçülen kırıntı miktarları genellikle 3-5 lt/m arasında değişmekte olup, 6 lt/m'lik sınırın altındadır. Ancak, 6. metreden sonra kırıntı gelirinin arttığı, bazen sınır değerini birkaç katına ulaştığı görülmektedir.



Şekil 5. Kırıntı gelirinin arından uzaklığa bağlı olarak değişimi

Bu verilere dayanarak, kaya basıncının tanımlanan kesimde ani püskürme olayının meydana gelmesi için gerekli ön koşulları sağlayacak büyüklüğe ulaştığını söylemek mümkündür.

5 SONUÇLAR

Bu çalışmada, ani püskürmeye eğilimli zonların belirlenmesi amacıyla laboratuvar ve ocak içinde yapılan ölçümlerle olayların meydana gelişinde rol oynayan etkenlerden "Kömürün Yapısal Özellikleri" ve "Kaya Basıncı" araştırılmıştır.

Zonguldak Taşkömürü Havzası, Kozlu, Üzülmaz ve Karadon İşletmeleri kömürleri yağlı – bitümlü kömürler kategorisine girmektedir. Kömür numunelerinin "Havada Kuru Bazda" uçucu madde içeriği % 20 – 30, kül içeriği < % 10, nem içeriği < % 5 olarak belirlenmiştir. Konuya bu açıdan bakıldığında, incelenen damarların ani püskürmeye eğilimli olduğu söylenebilir.

Kömürün gevrekliğinin bir göstergesi olan darbe dayanımı sayısı, laboratuvar da numuneler üzerinde sürdürülen darbe dayanımı ölçümleri ile belirlenmiştir. Bu sayı 0-100 arasında değişmekte olup gevreklik arttıkça küçülerek sıfıra yaklaşmaktadır. Daha önce ani püskürme olayı meydana gelen bazı damarlardan alınan numunelerde saptanan değerlerin 30'dan küçük olduğu görülmüştür. Buna karşın Kozlu Bölgesi'ndeki farklı damarlara ait kömürlerde ölçülen değerler 31-55 arasında değişmektedir.

Kaya basıncının arından uzaklığa bağlı olarak değişimi, kömür damarı içinde açılan sondajlar sırasında elde edilen bulgulara dayanarak tesbit edilmiştir. Bunlar içinde en önemlisi olan kırıntı geliri esas alınmıştır. Uygulamada 42 mm'lik burgular kullanıldığı için delikten çıkacak normal kırıntı hacmi 2,5 lt/m'dir. Kırıntı miktarının artarak bu değerden uzaklaşması gerilmelerin yükseldiğini, 6 lt/m'yi aşması ise kritik değere ulaştığını göstermektedir. Kozlu Taşkömürü İşletmesi -425 ve -482 katlarındaki Sulu Başyukarı'larda yapılan ölçümlerde, kırıntı geliri arının önünde bulunan 6 m genişliğindeki şerit içinde genellikle 3-5 lt/m arasında değişmiştir. Bu miktarın 6. metreden sonra artmaya başladığı ve 6 lt/m olan sınır değerini aştığı, bazen birkaç katına ulaştığı belirlenmiştir (Şekil 5).

Bu açıklamalardan da anlaşıldığı üzere, madencilik çalışmaları sırasında kömürün yapısal özellikleri ile kaya basıncını inceleyerek ani püskürmeye eğilimli zonların önceden belirlenmesi konusunda önemli ip uçları elde edilmektedir. Daha güvenilir sonuçlar için, söz konusu etkenlerin yanı sıra kömürün içerdiği desorbe olabilir gaz miktarın da saptanması gerekir.

KAYNAKLAR

- Akçın, A.N., Baş, N., 1990. Asma İşletmesi Kömür Damarlarının Darbe Dayanım İndeks Değerleri ve Kazılabilirlik Ölçütü, Türkiye 7. Kömür Kongresi, 21-25 Mayıs, Zonguldak.
- Beamish, B.B. & Crosdale, P.J., 1998. Instantaneous outbursts in underground coal mines: An overview and association with coal type. *International Journal of Coal Geology*, 35: 27-55.
- Eckart, D., Gimm, V., Thoma, K., 1966. Plötzliche Ausbrüche von Gestein und Gas im Bergbau. Freiburger Forschungshefte, A409, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 235 pp.
- Evans, I. & Pomeroy, C. D. 1966. The strength, fracture and workability of coal, London, Pergamon Press, 277 pp.
- Jacobi, O., 1976. Praxis der Gebigsbeherrschung, Verlag Glückauf GmbH – Essen, 496 pp.
- Janas, H. & Winter, K. 1977. Früherkennung der Gasausbruchsgefahr auf der Grundlage der k-wert Bestimmung. Glückauf Forschungshefte, 38, H.4, s 131-138.
- Karayigit, A.İ., Köksoy, M., 1998. Kömürün Oluşumu ve Sınıflandırılması. KÖMÜR, Özellikleri, Teknolojisi ve Çevre İlişkileri (Editör . O. Kural), Özgün Ofset ve Matbaacılık AŞ, s.59 -70.
- Lama, R.D., Bodziony, J., 1996. Outbursts of Gas, Coal and Rock in Underground Coal Mines. R.D. Lama & Associates, Wollongong, NSW, Australia, 499 pp.
- Lama, R.D. & Bodziony, J., 1998. Management of outburst in underground coal mines. *International Journal of Coal Geology*, 35: 83-115.
- Ökten, G., 1983. Zonguldak Taşkömürü Havzasındaki Ani Gaz ve Kömür Püskürmesi Olaylarının İncelenmesi ve Olaya Eğilimli Zonların Belirlenebilirliğinin Araştırılması, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Ökten, G. Birön, C., Saltoğlu, S. & Öztürk, M., 1995. Gas and coal outburst of Zonguldak coalfield of Turkey and preventive measures. *International Symp.-Cum-Workshop on Management and Control of High Gas Emissions and Outbursts in Underground Coal Mines*. Wollongong, Australia, 20-24 March, pp. 451-458.
- Paul, K. 1977. Früherkennen und Verhindern von Gasausbrüchen. Glückauf, 113, Nr.13 s, 656-662.
- Sereshki, F. 2005. Improving Coal Mine Safety by Identifying Factors that Influence the Sudden Release of Gases in Outburst Prone Zones, PhD Thesis, University of Wollongong, Australia.
- Valliappan, S. & Wohua, Z., 1999. Role of Gas Energy during Coal Outbursts, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 44: 875-895.

Melen Projesi Osmankuyu Tünelinde gerçekleştirilen atımların değerlendirilmesi

Investigation of blasting activities for Melen Project Osmankuyu Tunnel

T. Hüdaverdi & C. Kuzu & A. Fişne

I.T.Ü Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul

ÖZET: Delme-patlatma ile gerçekleştirilen tünel kazılarında uygun atım boyunun belirlenmesi verimli bir patlatma planlamasının ilk aşamalarındandır. Kayaç özellikleri atım boyunun belirlenmesinde en önemli parametre olarak ortaya çıkmaktadır. Kayaç özelliklerine göre uygun patlatma paterni, patlayıcı şarj miktarı ve ateşleme düzeni belirlenir. Patlatma ile gerçekleştirilen kazılarda hedeflenen ilerleme miktarının tutturulması ve aşırı sökülümün önlenmesi gerekliliği vardır. Delik boyları uzun tutularak ilerleme miktarının fazla olması istenmekle beraber, genel olarak kazılan boşluğun duraylılığı atım boyunu kısıtlamaktadır. Bu çalışmada, Melen Projesi dahilinde açılan Osmankuyu tünelinde gerçekleştirilen atımlar incelenmiştir. Bu tünelde gerçekleştirilen patlatmalarda, ilerleme miktarları kaya kütle özelliklerine göre değişmektedir. Farklı delik boylarına sahip atımlara ait delik düzenleri, ateşleme düzenleri, kullanılan patlayıcı miktarları ayrıntılı olarak sunulmuştur

ABSTRACT: It is the first step of efficient blast design to determine appropriate advance rate for tunnel excavations realized by drilling-blasting. Rock property is the one of the most important parameter used to determine the round length. Appropriate blasting pattern, charge concentration, initiation type are determined considering rock properties. Desired advance rate should be maintained and overbreak should be prevented for successful tunnel blasting. High hole length provides high advance rate, but generally the stability problem of the underground opening limits the advance rates. In this study, the blasting activities realized in Osmankuyu Tunnel that is driven for Melen Project are investigated. In blasting activities, the round lengths of the shoots are changed according to rock mass properties. The blasting pattern, the initiation type and the charge concentration of the shoots that have different round length are presented in detail.

1 GİRİŞ

Patlatma teknolojisindeki gelişmeler günümüzde yertüstü patlatmalarında olduğu gibi patlayıcı ile tünel kazılarında da verimlilik artışına neden olmuştur. Tünel patlatmaları yüzey patlatmalarına göre daha dar bir alanda gerçekleşmektedir. Bu nedenle gerek planlama aşamasında gerekse uygulama aşamasında son derece titiz olunması gerekliliği vardır.

Genel olarak tünel projelerinde toplam maliyetin %25'inin delme patlatma, %75'inin pasa nakliyatı, geçici ve kalıcı tahkimat olduğu göz önüne alınırsa, delme ve patlatma verimliliğinin önemi ortaya çıkar (Noren, 1996).

Patlatma yoluyla gerçekleştirilen tünel kazılarında çalışma sırasıyla delme, patlatma, pasa nakli, ve geçici destekleme ünitelerinin yerleştirilmesi şeklinde devam etmektedir.

Patlatma işleminin başarısı kendinden sonra gelen pasa nakliyatı ve destekleme işlerinin verimliliğini de etkilemektedir.

Bu bildiride sunulan inceleme Büyük Melen Projesi kapsamında açılan Ayazağa Osmankuyu tünelinde gerçekleştirilmiştir. İstanbul şehrinin orta ve uzun vadeli içme suyu ihtiyacını karşılamak amacıyla gerçekleştirilen Melen Projesi için 25 km'si tünel olmak üzere toplam uzunluğu 180 km'yi bulan bir iletim hattı inşa edilecek ve şehre yılda 26 milyon metreküp ilave su sağlanacaktır.

İnceleme yapılan Osmankuyu tünelinde gerçekleştirilen patlatmalarda, ilerleme miktarı kaya sınıflamaları dikkate alınarak belirlenmektedir. Formasyondaki yapısal özelliklerin değişimine bağlı olarak, patlatma deliklerinin boyları da değişmektedir.

2 TÜNEL KAZILARINDA ATIM TEKNİĞİ VE İLERLEME MİKTARININ BELİRLENMESİ

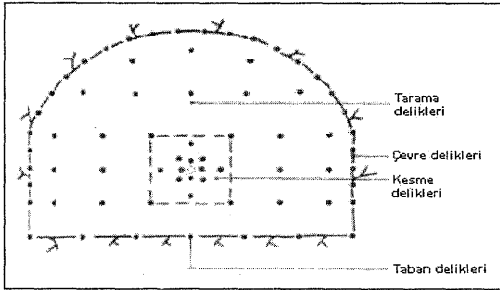
2. 1. Tünel kazılarında atım tekniği

Patlatma ile tünel sürme tam cepheli patlatma veya kısmi cepheli patlatma şeklinde gerçekleştirilmektedir. Kayaç yapısı ve tünel kesiti hangi yöntemin seçileceğinde belirleyici olmaktadır. Kısmi cepheli tünel açmada tünel kesiti iki veya daha fazla bölüme ayrılmakta ve her bölüm ayrı ayrı patlatılmaktadır. Tünel patlatmalarında genel olarak eğik deliklerle ve paralel deliklerle olmak üzere iki orta çekme tekniği uygulanmaktadır.

Hangi atım tekniğinin seçileceği belirlenirken, istenen ilerleme, kayaç özellikleri göz önüne alınmaktadır. Hangi atım tekniği uygulanırsa uygulansın, patlatma verimliliği kontrol edilirken dört temel parametre üzerinde durulur.

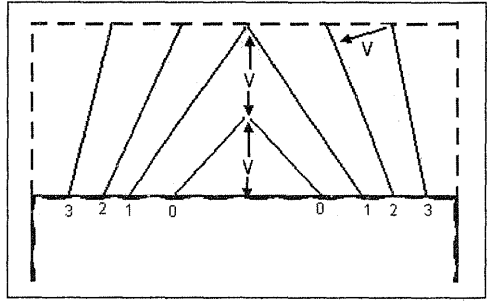
- a) Teorik ve gerçek ilerleme miktarı arasındaki oran
- b) Patlatma sonrası tünel profilinin durumu, aşırı sökülüp olmadığı
- c) Spesifik şarj (m^3 başına kullanılan patlayıcı miktarı)
- d) Patlatma sonrası oluşan parça boyutu ve pasa profili (Innaurato ve diğerleri, 1998)

Tünel patlatmalarında kesme delikleri, tarama delikleri, çevre delikleri ve taban delikleri olmak üzere dört farklı delik tipi tanımlanabilir. Kesme delikleri hangi patlatma paterni kullanılırsa kullanılsın ilk patlayan deliklerdir. Tarama delikleri kesme deliklerinin etrafında bulunurlar ve kesme deliklerinden sonra patlatılırlar. Tarama delikleri kendi içinde farklı gecikmelere sahip olabilir. Çevre delikleri taban hariç tünelin çevresinde bulunan deliklerdir, kendi içinde gecikmeler verilebilir. Taban delikleri aynanın tabanında bulunan deliklerdir. Genellikle birlikte patlatılırlar (Şekil 1).



Şekil 1. Tünel patlatmalarında deliklerin tanımı

Melen tünellerinde uygulanan atım tekniği eğik deliklerle oluşturulan kama tipi orta çekme (V-cut) yöntemidir. Bu yöntemde deliklerden bir grubu kayaya mümkün olduğunca hareket özgürlüğü sağlamak için açılı olarak delinmektedir (Şekil 2).



Şekil 2. Orta çekme yönteminde deliklerin konumu

Delme açısının 60° den az olmaması istenir. Daha düşük açılı delmelerde kesme delikleri işlevlerini yerine getiremez ve kaya yapısında sıkışma meydana gelir (Olofsson, 1990).

Bu atım tekniğinde paralel deliklerle patlatmaya göre daha az deliğe ihtiyaç duyulur ve ilerlenen metre başına patlayıcı tüketimi daha düşüktür. Ancak paralel atıma göre ilerleme miktarı daha düşük olarak gerçekleşmektedir. Bir atımdaki ilerleme tünel genişliğinin %45-50'sini bulmaktadır (Bhandari, 1997).

2.2. Atım boyunun belirlenmesi

Serbest yüzey sayısının artışı kayaç gerilimini düşürerek patlatmanın verimliliğini artırmaktadır. Açık ocak patlatmalarında serbest yüzey sayısı birden fazla olduğu için kayaç gerilimi yeraltı patlatmalarına göre daha düşüktür. Yeraltı patlatmalarında tek serbest yüzey mevcuttur. Bu durum kayaç geriliminin artmasına neden olmakta ve atım boyları sınırlanmaktadır. Kesit alanının küçülmesi ile atım boyu belirli bir sınırın ötesine geçememektedir. 3 metreden daha büyük atım boyları ancak $16 m^2$ 'nin üzerinde kesite sahip galerilerde elde edilebilmektedir (Arı, 1996).

Yüksek ilerleme sağlanması için delik uzunluklarının fazla tutulması gerekliliği vardır. İlerlemenin sağlanmasında tünel kesiti etkindir. Normal şartlarda kesit genişliğinin $2/3$ 'ünden fazla ilerleme hedeflenmemelidir (Erkoç, 1990). İlerleme boyu kayacın yapısıyla da orantılıdır. Patlatma sonrası meydana gelen açıklığın doğal duraylılığı atım boyunun büyüklüğünü belirlemektedir. Doğal duraylılığı zayıf kayaç yapılarında patlatma tasarımının uygun gördüğü atım boyu yerine, kayaç yapısına uygun işletme şartlarına özgü atım boyu belirlenmektedir. Atım boyu gereğinden fazla seçilirse, tahkimat gecikmesi halinde göçük olma olasılığı vardır. Zayıf kayaçlarda düşük ilerleme, sağlam kayaçlarda yüksek ilerleme hedeflenmektedir. Delme-patlatma, yükleme, nakliyat ve destekleme işlerinin eşgüdüm halinde ve verimli çalışabilmesi için de ilerleme boyu sınırlandırılabilir.

Genellikle delik boyuyla patlatma sonrası gerçekleşen ilerleme miktarı arasında da fark ortaya çıkmaktadır. İlerleme genel olarak delik boyunun %50-95'i arasında gerçekleşmektedir (Jimeno ve diğerleri, 1995).

3 OSMANKUYU TÜNELİNDE GERÇEKLEŞTİRİLEN PATLATMA FAALİYETLERİ

3.1. Tünelde uygulanan patlatma tekniği

Tünelde Q kaya kütle sınıflandırmasına göre destek sistemleri ve ilerleme miktarı belirlenmektedir. Hesaplanan Q değerlerine göre 1 ile 5 arasında değişen ön destek sınıfı belirlenmekte, buna göre geçici tahkimat işlemleri gerçekleştirilmektedir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Q sınıflamasına göre uygulanan destek sistemleri

Q	Ön destek sınıfı	Destek sistemi
Q>1,0	I	Gerektiğinde 2400 mm uzunluğunda kaya bulonu. 10 m tünel uzunluğunda en çok 10 adet.
0,4<Q<1,0	II	3 – 4 adet 2400 mm uzunluğunda şaşırtmalı kaya bulonu. Boyuna yönde aralık 1500 mm.
0,1<Q<0,4	III	4 – 5 adet 2400 mm uzunluğunda şaşırtmalı kaya bulonu. Boyuna yönde aralık 1500 mm. Üst yarıda en az 5 cm püskürtme beton
0,04<Q<0,1	IV	6 – 7 adet 2400 mm uzunluğunda şaşırtmalı kaya bulonu. Boyuna yönde aralık 1500 mm. 10 cm kalınlığında püskürtme beton Üst yarıda iki sıra çelik hasır.
Q<0,04	V	10 – 11 adet 2400 mm uzunluğunda şaşırtmalı kaya bulonu. Boyuna yönde aralık 1500 mm. Tabana kadar 17,5 cm kalınlığında püskürtme beton ve iki sıra çelik hasır.

Osmankuyu tünelinde Tip I, II ve III destek sınıflarında ilerleme miktarı 3 metre olarak planlanmıştır. Tip IV, ve Tip V destek sınıflarında ilerleme 1,5 m.'ye kadar düşmektedir. Patlatma paterni İsveç patlatma tekniğine göre hesaplanmıştır. Deliklerde iki adet patlayıcı kartuş (0,86 kg) kullanılmaktadır. Taban deliklerinde ise üç kartuş (1,29 kg) mevcuttur. 3 metre ilerleme planlanan Tip III formasyonda kesme deliklerinin 1,5 m, tarama deliklerinin 2,8 m, çevre delikleri ve taban deliklerinin 3 m olarak delinmesi planlanmıştır. Teorik planlama ile fiili uygulama arasında fark mevcuttur. Fiili uygulamada kesme deliklerinin 1,5 m, diğer deliklerin 2,5 m. olarak delindiği

gözlemlenmiştir. Bir atımda delinen toplam delik sayısı 40-55 arasında değişmektedir.

Tünelde delik çapı 43 mm olarak delinmektedir. Ateşleme elektrikli kapsüllerle gerçekleştirilmektedir. Kapsül numaraları 1'den 16'ya kadar değişmekte olup 1 no'lu kapsül 30 milisaniye (ms) gecikmeye sahip iken 16 no'lu kapsül 480 ms gecikmeye sahiptir. Gecikme periyotları kapsül numarasına göre 30 ms aralıklarla artmaktadır. Patlayıcı olarak emülsiyon tip patlayıcı kullanılmaktadır. İdeal patlama hızı 6437 m/s olan emülsiyon patlayıcının, yoğunluğu 1,20 gr/cm³ ve suya dayanıklılığı mükemmeldir.

Patlatma işlerinin verimliliği incelenirken delici makinenin delme süreleri de farklı atımlar öncesinde incelenmiştir. Çizelge 2'de bu incelemelere ait kayıtlardan biri sunulmuştur. Bir deliğin ortalama delinme süresi 63,8 saniyedir. Manevra süreleri de hesaba katılırsa 45 delik olan bir atımda toplam delme süresi ortalama 1 saat olarak gerçekleşmektedir.

Çizelge. Delme süreleri

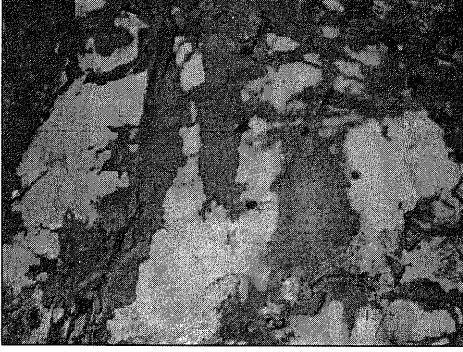
Delik No	Delme Süresi (sn)	Manevra süresi (sn)	Delik No	Delme Süresi (sn)	Manevra süresi (sn)
1	77	19	15	69	19
2	64	23	16	66	13
3	46	28	17	78	19
4	55	32	18	63	18
5	49	14	19	68	11
6	49	23	20	58	20
7	68	15	21	63	17
8	63	17	22	73	25
9	76	11	23	68	17
10	58	15	24	63	17
11	72	23	25	62	12
12	70	33	26	58	15
13	67	15	27	52	10
14	77	13	28	55	16

3.2 Osmankuyu Tünelinde incelenen örnek atımlar

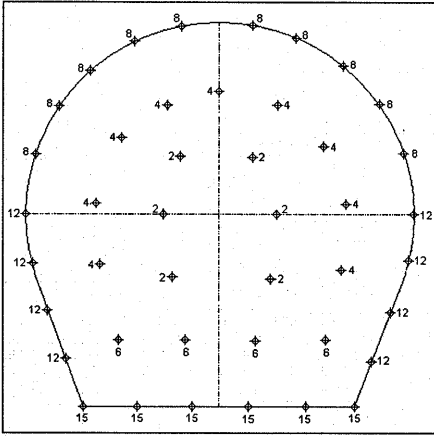
Tünel Trakya formasyonu adı verilen yapıda açılmaktadır. Örnek atımların gerçekleştirildiği tünel bölümünde kumtaşı, silttaşı, ve şeyl ardalanması görülmektedir (Şekil 3). Burada Osmankuyu tünelinde gerçekleştirilen üç örnek atım üzerinden atım tekniği incelenmiştir.

3.2.1.1. Atım

Bu atım Tip IV destek sınıfı olarak nitelenen formasyonda gerçekleştirilmiştir. Toplam 43 delik mevcuttur, 6 farklı gecikmeli kapsül kullanılmıştır (Şekil 4). Ortada bulunan 2 no'lu kapsül (60 ms) yerleştirilmiş delikler kesme delikleridir ve aynaya açılı olarak delinmiştir.



Şekil 3. Patlatma delikleri delinmiş aynanın görüntüsü



Şekil 4. I. Atım delik düzeni ve ateşleme düzeni

En son patlayacak delikler 15 no'lu kapsül (450 ms) yerleştirilmiş olan taban delikleridir. Taban deliklerine 3 kartuş diğer deliklere 2 kartuş yerleştirilmiştir. Kesme delikleri 1,5 m, diğer delikler 1,8 m olarak delinmiştir. Toplam 92 patlayıcı kartuş kullanılmıştır. Bir kartuşun ağırlığı 0,432 kg'dır. Buna göre;

Toplam patlayıcı = $0,432 \text{ kg} \times 92 = 39,74 \text{ kg}$,

Pasa hacmi $22 \text{ m}^2 \times 1,80 \text{ m} = 39,6 \text{ m}^3$ 'tür.

Spesifik şarj = $39,74 \text{ kg} / 39,6 \text{ m}^3 = 1,00 \text{ kg/m}^3$ olarak gerçekleşmiştir.

Kesitin taban kısmında 3 kartuşun bulunduğu altı delik göz önüne alınırsa bu kısımda toplam patlayıcı, $0,432 \text{ kg} \times 18 = 7,77 \text{ kg}$ olarak hesaplanmıştır. Taban deliklerinin patlattığı kısım $5,83 \text{ m}^3$ 'tür. Bu durumda kesitin taban kısmında spesifik şarj; $7,77 \text{ kg} / 5,83 \text{ m}^3 = 1,33 \text{ kg/m}^3$ olarak gerçekleşir.

3.2.2. II. Atım

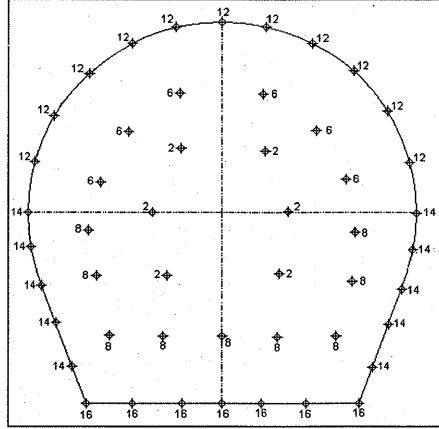
Bu atım Tip III destek sınıfı formasyonda gerçekleştirilmiştir. Toplam 49 delik mevcuttur, 6 farklı gecikmeli kapsül kullanılmıştır (Şekil 5). Ortada bulunan 2 no'lu kapsül (60 ms) yerleştirilmiş delikler kesme delikleridir ve bu atımda 1,8 m olarak delinmiştir. Diğer delikler 2,5 m. olarak delinmiştir. Toplam 105 adet kartuş kullanılmıştır.

Buna göre;

Toplam patlayıcı = $0,432 \text{ kg} \times 105 = 45,36 \text{ kg}$,

Pasa hacmi $22 \text{ m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 55 \text{ m}^3$ 'tür.

Spesifik şarj = $45,36 \text{ kg} / 55 \text{ m}^3 = 0,82 \text{ kg/m}^3$ olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 5. II. Atım delik düzeni ve ateşleme düzeni

Kesitin taban kısmında 3 kartuşun bulunduğu 7 delik göz önüne alınırsa bu kısımda toplam patlayıcı miktarı $0,432 \text{ kg} \times 21 = 9,07 \text{ kg}$ olarak hesaplanmıştır. Taban deliklerinin patlattığı kısım $8,1 \text{ m}^3$ 'tür. Bu durumda kesitin taban kısmında spesifik şarj; $9,07 \text{ kg} / 8,1 \text{ m}^3 = 1,12 \text{ kg/m}^3$ olarak belirlenmiştir.

3.2.3. III. Atım

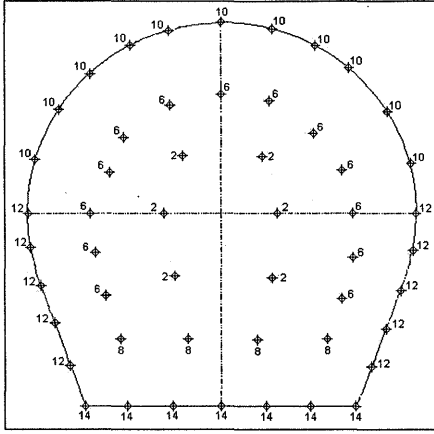
Bu atım da Tip III sınıfı formasyonda gerçekleştirilmiştir. Toplam 51 delik mevcuttur, 6 farklı gecikmeli kapsül kullanılmıştır (Şekil 6). Ortada bulunan kesme delikleri bu atımda da 1,8 m olarak delinmiştir. Diğer delikler 2,5 m. olarak delinmiştir. Toplam 109 adet kartuş kullanılmıştır.

Buna göre;

Toplam patlayıcı = $0,432 \text{ kg} \times 109 = 47,09 \text{ kg}$,

Pasa hacmi $22 \text{ m}^2 \times 2,5 \text{ m} = 55 \text{ m}^3$ 'tür.

Spesifik şarj = $47,09 \text{ kg} / 55 \text{ m}^3 = 0,86 \text{ kg/m}^3$ olarak gerçekleşmiştir. Bu atımda da tabandaki delik sayısı 7 tanedir. İkinci örnek atımda olduğu gibi burada da taban kısmında spesifik şarj $1,12 \text{ kg/m}^3$ olarak gerçekleşmiştir.



Şekil 6. III. Atım delik düzeni ve ateşleme düzeni

4 SONUÇLAR

Tünelde gerçekleştirilen patlatmalarda büyük ölçüde bir aşırı söktüm durumu ile karşılaşmadığı söylenebilir. Aynanın sol ve sağ üst kısımlarında genellikle atım sonrası kavlakların kaldığı görülmüştür. Çalışma sonrasında tehlike yaratmaması için bu kavlaklar, atım sonrası işçiler tarafından düşürülmektedir.

Ayazağa tünellerinde yapılan patlatmalarda deliklerde sıkılama yapılmadığı gözlemlenmiştir. Sıkılama patlama anında oluşan patlama gazını hapsederek kayacın daha verimli olarak kırılmasını sağlayacaktır.

Yerinde yapılan gözlemlerde, delme işlemi sırasında delik yerlerine tam olarak dikkat edilmediği gözlenmiştir. Delme noktalarını delici operatörü göz kararı belirlemektedir. Bu durum delik yerlerinde sapmaya neden olmakta dolayısıyla patlatma verimliliği olumsuz etkilenmektedir.

Tünellerde gerçekleştirilen atımlarda istenen ilerleme boyunun büyük ölçüde sağlandığı gözlemlenmiştir. Delik boylarına göre atım sonrası ilerleme verimi %80-90 oranlarında gerçekleşmektedir. Spesifik şarj bu kesitte bir tünel için kabul edilebilir sınırlar içindedir.

TEŞEKKÜR

Tünel çalışmalarının izlenmesinde gereken kolaylığı sağlayan ALKE-ATAÇ Müsterek Teşebbüs Ortaklığına ve çalışanlarına teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Anı, H., 1996. Delme Patlatma Tekniği İle Galeri Sürmede Atım Boyunun Seçimi ve Önemi, 2. Delme ve Patlatma Sempozyumu, 16-18 Ocak Ankara, s. 113-117.
- Bhandari, S., 1997. Engineering Rock Blasting Operations, A.A.Balkema, Rotterdam.
- Erkoç Ö. Y., 1990. Kaya Patlatma Tekniği, Çeliker Matbaacılık, İstanbul.
- Jimeno C.L., Jimeno E.L., Carcedo F.J.A., 1995. Drilling and Blasting of Rocks, A.A.Balkema, Rotterdam.
- Innaurato N., Mancini R., & Cardu M., 1998. On the Influence of Rock Mass Quality on the Quality of Blasting Work in Tunnel Driving, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 13, No. 1, pp. 81-89,
- Noren J., 1996. A Short Guide For Successful Tunnel Blasting and Long Rounds in Tunnel Blasting, 2. Delme ve Patlatma Sempozyumu, 16-18 Ocak Ankara, s. 135-145
- Olofsson S.O., 1990. Applied Explosives Technology For Construction and Mining, Applex, Sweden.

DSİ Zamantı Tünelinde karşılaşılan aşırı su geliri ve çözüm önerileri

Excessive water inflow into the DSI Zamantı Derivation Tunnel and suggestions for solution

Tolga Yalçın & Mahir Vardar

İTÜ Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Uygulamalı Jeoloji ABD

Erdal Şekercioğlu

Ünal Akpınar İnşaat İmalat Sanayi ve Ticaret A.Ş.

ÖZET: Kayseri İli Develi-Yahyalı yakınında açımı devam etmekte olan DSİ Zamantı Derivasyon Tünelinde projelendirme sırasında öngörülenden çok daha fazla su gelmesi tünelin ilerlemesini geciktirmekte ve emniyet açısından sorun yaratmaktadır. İlerleme sırasında su geliri zaman zaman 400 l/s mertebesine ulaşmış, tünelin giriş ağzının su ile dolmasına ve çalışmaların bir yıla yakın durmasına neden olmuştur. Yeraltı suyunun her iki ağzıda da tünel içerisine akmasının bazalt ve aglomeralar içindeki süreksizlik zonları ile yakından ilintili olduğu anlaşılmıştır. Tünelin açımında karşılaşılan jeolojik ve hidrojeolojik koşullar dikkate alındığında, bundan sonra açılacak olan yaklaşık 2930 m uzunluğundaki kısımdan aşırı su geliri olacak kesimlerde, örtü kalınlığının büyüklüğü de dikkate alınarak çelik iksa kullanılmasının ve kuşaklama galerili (gerektiğinde geçirimsiz kaplamalı) drenaj yöntemi ile çalışılmasının daha uygun olacağı önerilmiştir.

ABSTRACT: The DSI (State Hydraulic Works) Zamantı Derivation Tunnel is under construction near Develi and Yahyalı of Kayseri city. Groundwater inflow into this tunnel exceeds the projected amount which causes safety problems and delays its construction. The amount of water inflow exceeded 400 l/s once in a while and caused the both portals fill with water and stopped the progress of construction nearly a year. It is understood that the water inflow is closely related with the discontinuity zones encountered in basalts and agglomerates. Considering the hydrogeological conditions met during tunnel construction, steel reinforcements and side tunnels (with impervious lining if necessary) for drainage have been suggested where excessive water inflows are expected within the unconstructed 2930 m part of this tunnel.

1 GİRİŞ

Yer altı su seviyesi altında ilerleyen DSİ Zamantı Derivasyon tüneli su geliri ve emniyet açısından yerinde incelenerek, su gelirinin nedenleri ve bu sorunu aşmak için çözüm önerileri bu çalışma kapsamında sunulmuştur.

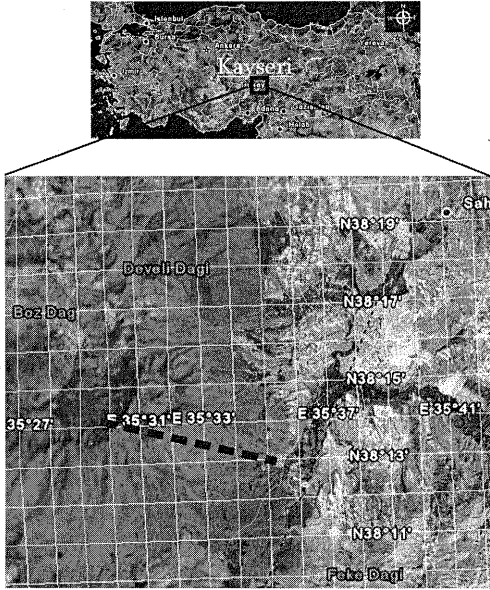
Giriş ağzında Km 2+320'den itibaren tünele su gelişi başlamış, ilerlemeye paralel olarak artmıştır. Zamanla, su miktarı belirgin bir şekilde artış göstermiş, tünel giriş ağzından itibaren 3472,60 m ilerlemiş ve en son fay hatlarına 3394. ve 3472. metrelerde rastlanmıştır. 3397. metrede yaşanan su patlaması tünelin su ile basılmasına ve çalışmaların 10 ay durmasına neden olmuştur.

Su patlayan bölge jeolojik çalışmalara göre fay zonu olarak değerlendirilmiş ve Km 3+454'e kadar enjeksiyonlu ilerleme yapılmıştır. Ancak bu noktadan sonra fay zonundan çıkıldığı düşünülerek enjeksiyona son verilmiştir. Kazı çalışmaları tekrar başladığında 18m ileride Km 3+472'de aynanın alt kesiminde açılan patlatma deliklerinden önce

çamurlu su gelişi başlamış, kısa bir süre içinde de ayna aşırı su basıncına dayanamayarak patlamıştır. Çıkış ağzında Km 4+100-Km 4+220 arasında yaklaşık 400 litre/saniye debi ile tünele boşalan suyun fay zonundan geldiği ve bu noktadan sonra fayın bitmesi nedeni ile suyun kesileceği düşünülerek kazıya devam edilmiş, ancak kazıda 60m ilerleme yapıldıktan sonra Km 4+280'de geçilen bir çatlaktan ve Km 4+317'de tünel tavanında ortaya çıkan 1,20m çapındaki bir boşluktan tünel içine 70 litre/saniye su gelişi olmuştur. Tünel giriş ağzında kazılara tekrar başlanmış, ancak Km 3+472 de iken aynada patlatma delikleri açılması sırasında önce alt sıradaki deliklerden çamurlu suyun gelmiş, daha sonra da ayna arkasındaki aşırı su basıncının etkisi ile ayna yüzeyi patlamıştır. Bu su patlaması sonucunda aynadan 200 l/sn suyun gelmeye başlamış, su ile birlikte 15 m³ civarında killi malzemenin tünel içine boşalarak pompalardan bir tanesinin arızalanmasına neden olmuş ve tünelde büyük bir tehlike yaşanmıştır.

2 İNCELEME ALANININ TANITILMASI

İnceleme alanı Kayseri iline bağlı Develi-Yahyalı hattının doğusunda yer almaktadır (Şekil 1). Tünel giriş ağızı Süleyman Fakı köyünün 5 km kuzeyinde, 1263 kotundadır.



Şekil 1 İnceleme alanı yer bulduru haritası ve Zamantı Tüneli güzergahının hava fotoğrafındaki yeri (kesikli çizgi)

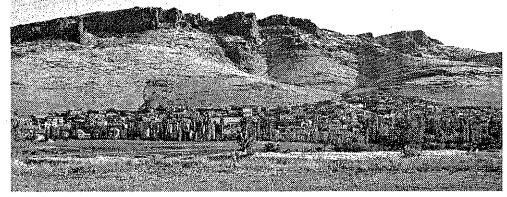
Giriş ağzının UTM koordinatları yerinde 0726523-4233138 olarak ölçülmüştür. Bu kesimin 1,5 km kadar doğusundan Zamantı Çayının bir kesimi akmaktadır.

Tünel çıkış ağızı 0716096-4235948 koordinatlarında ve 1252 kotunda olup, en yakın yerleşim birimi Öksüt Köyüdür (Şekil 2). Bölgede karasal iklim koşulları hakimdir ve yıllık ortalama sıcaklık 10,8°C'dir. Yıllık toplam yağış ortalaması 369,3 mm olup, Aralık-Nisan ayları arası aylık 50 mm civarı yağış gözlenmektedir (DMİ Develi istasyonu). Bu 5 aylık dönemde 275 mm dolayında yağış olmaktadır.

3 JEOLÖJİK DURUM

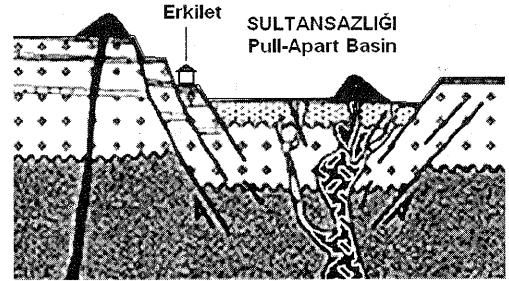
Bölge jeolojik olarak geniş kalk-alkalen volkanizmanın gözleendiği Orta Anadolu Volkanik Provansinde yer almaktadır. Bölgede yapılan eski çalışmalardan derlenen bilgilere göre gözlenen volkanizmalar sırasıyla; ilksel bazaltik-andezitik volkanizma (13,5-8,5 milyon yıl önce), ignimbrit ve tuf çökelişi evresi (11,9-2,7 milyon yıl önce),

andezitik-bazaltik yanardağ oluşum evresi (2,7 milyon yıldan günümüze) şeklindedir.



Şekil 2 Tünel çıkış ağızı yakınındaki Öksüt Köyü. Tünel çıkış ağızı yaklaşık kazısı öndeki düzlüğün arkasıdır.

Çalışma alanına yakın Develi-Yahyalı hattının batısında yeralan Erciyes (veya Sultansazlığı) Havzası (Şekil 3), sol yönlü ve doğrultu atımlı olan Ecemiş Fayı ile kinematik açıdan yakından ilişkilidir.



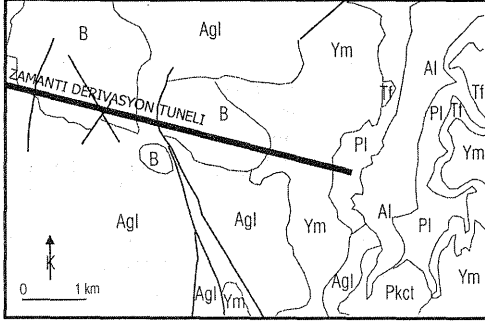
Şekil 3. Sultansazlığı (veya Erciyes) Havzasının geçirdiği jeolojik evrim sonucu günümüzdeki durumunun şematik gösterimi (Dirik, 2001)

Erciyes Havzasının her iki kenarında yeralan normal faylar 5,8 milyon yıl yaşında olup bunu takip eden doğrultu atımlı faylar ise 1,5 milyon yıl yaşındadır (Jaffey et al, 2004).

Tünel hattı ve civarında yapılan jeolojik haritada temelde Karbonifer yaşlı çatlaklı ve erime boşluklu kireçtaşı yer almaktadır. Bunun üzerine yukarıda sözü edilen volkanik kayalardan Pliyosen yaşlı tüftüfit, bazalt-aglomera, aglomera, bazalt, ayrıca kumtaşı-kilitaşı-kireçtaşı, kuvaterner yaşlı tuf, birikinti konisi ve alüvyon birimleri yer almaktadır. Tünel hattı boyunca kazılar bazalt-aglomera ile aglomeradan oluşan birimler içerisinde yapılmaktadır (Şekil 4).

Topoğrafik haritada drenaj hatları incelendiğinde, doğrultu atımlı faydan kaynaklanan bükülmeler fayın sol yönlü bir fay olduğuna işaret etmektedir. Develi-Yahyalı hattında görülen (bilinen) sol yönlü fayın (Ecemiş Fayı) bir benzerinin tünel giriş bölgesi civarında da olabileceğini

göstermektedir. İki adet sol yönlü doğrultu atımlı fay arasında kalan tünelde aglomeralar içerisinde bölgenin genel yapısına uygun normal karakterde blok faylanmalar gözlenmektedir.

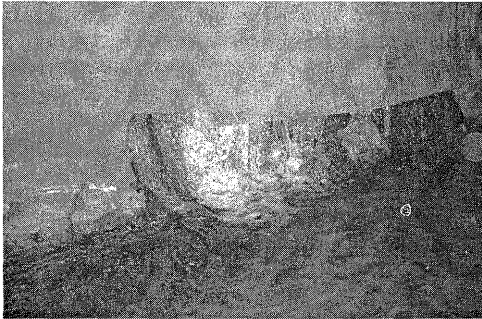


Şekil 4. Zamantı Tüneli Girişinin jeolojik haritası (Pkt- Permokarbonifer kireçtaşı; Pliyosen yaşlı B- bazalt, Agl- aglomera, Tf - tüf-tüfit; Pl - kumtaşı-kiltaş-kireçtaşı; Kuvaterner yaşlı Ym- yamaç molozu, Al - alüvyon)

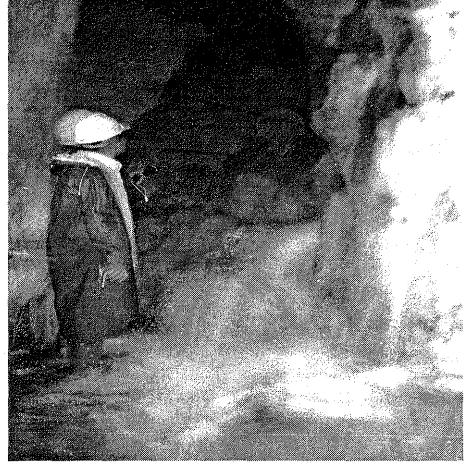
4 HİDROJEOLÖJİ

Bölgede açılan sondajlardan yer altı su seviyesinin, tünel kotunun yaklaşık 150 m üstünde olduğu bilgisi vardır. Ancak şu anda tünelde su boşalmından dolayı yeni oluşan su seviyelerine ait yeni bir bilgi mevcut değildir.

Tünel çıkış ve giriş ağzlarından delinmiş ve her iki kısımdan da su geliri olmuştur. Tünelin ilerlemesine paralel olarak su geliri artmaktadır. Aşırı su geliri olan bölgeler süreksizliklerin bulunduğu noktalara denk gelmektedir (Şekil 5 ve 6). Şu an için giriş ağzında ölçülmüş toplam su geliri 258,62 l/s'dir. Tünel çapı yaklaşık 4,5 metre, tünel uzunluğu 3472 m ve tünel kotu üzerindeki su seviyesi 100 metre alındığında ortamın hidrolik iletkenlik değeri (permeabilitesi) $5-6 \times 10^{-7}$ m/s olarak hesaplanabilir.



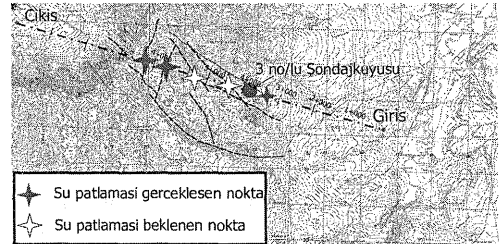
Şekil 5. Tünel Giriş Ağzı tarafında izlenen su gelirlerine örnek



Şekil 6. Patlatma öncesinde Zamantı Tüneli Giriş Ağzı aynasında izlenen fay yüzeyi ve buradan boşalan yeraltısu

Aynı ortamda tünel boyunun 4200 metreye ulaşması durumunda devamlı olarak gelecek su miktarı en az 300 l/s mertebesine ulaşacaktır. Ancak yer altı su seviyesinin tünel kotundan 150 m kadar yukarıda olması ve aşırı çatlaklı kesimlerde geçirimsizliğin çok artması ihtimali vardır. Ayrıca aglomera ve bazaltlar içindeki irtibatsız (kapalı) boşluklarda tünnek sular da göz önüne alındığında oluşacak ani su gelirinin çok daha büyük miktarlara ulaşması beklenmelidir.

Ani su patlaması yaşanan bölgeler tünel eksenı boyunca drenaj hatlarının (vadilerin) tünel eksenini kestiği noktalara denk gelmektedir. Buradan süreksizlik zonları boyunca gelişmiş drenaj hatlarının ileride su patlaması yaşanacak bölgeleri tahmin etmekte güvenilir bir şekilde kullanılabileceğini göstermektedir. Bu verilerden hareketle su patlaması yaşanan noktalar (içi dolu yıldız şekli) ile su patlaması beklenen noktalar (içi boş yıldız şekli) Şekil 7 de sunulmuştur.



Şekil 7. Zamantı Derivasyon Tüneli boyunca giriş ve çıkış ağzlarında aşırı su gelışı (veya patlaması) meydana gelmiş olan noktalarla olası aşırı su beklenen yerler

5 TÜNEL AÇIMI SIRASINDA KARŞILAŞILAN SU GELİŞLERİ VE AÇIM ZORLUKLARININ GİDERİLMESİNE İLİŞKİN ÖNERİLER

Tünel kazıları aglomera birimi içinde yapılmaktadır. Kazı aynasının bulunduğu bölgede tünel 450 metre aşağıdan geçmektedir. Bu derinlik kazı ilerledikçe 720 metreye ulaşacaktır. Tünel üzerinde 150m'yi aşan yükseklikte yeraltı suyu tablası bulunmaktadır. Su tablası tünel boşluğu çevresinde büyük basınç oluşturmaktadır. Aglomera birimi masif ve gözenekli bir yapıya sahip olmasına karşılık yer yer kırık ve boşluklu zonlar içermektedir. Yer altı suyu aglomeraların gözenekli yapısı içinde yoğun süzülme şeklinde, kırık ve boşluklar boyunca ise büyük çatlak suyu basınçlarını oluşturarak dolaşmakta ve tünel kazısı sırasında rastlanan bu zonlardan tünel içine aşırı miktarda su gelişi olmaktadır.

Kazı sırasında tünele olan su boşalımının yalnızca jeolojik ön etütler sırasında belirlenmiş olan kırık ve faylar boyunca olabileceğini varsaymak, olası su patlaması risklerinin göz ardı edilmesine neden olacağı için çok sakıncalıdır. Çünkü, bu etütler sırasında belirlenememiş olan fay ve kırık zonlarının bulunduğu ve aglomeraların bünyesindeki çatlak ve boşluklardan da beklenenin üzerinde su gelişlerinin olduğu tünel açımı sırasında tespit edilmiştir. Kazı sırasında bazı kesimlerde karşılaşılan aşırı su gelişleri, açılacak olan kesimlerde de bunlara yenilerinin eklenebileceğini ve su artışlarının yaşanabileceğini göstermektedir.

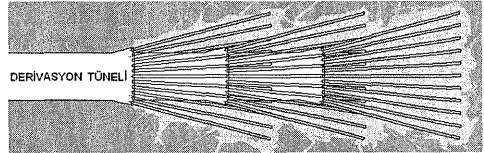
Tünel boyunca karşılaşılan bu olaylar su gelişlerinin mevcut jeolojik haritalar üzerinde belirtilmiş bulunan fay zonları ile sınırlı kalmadığını göstermektedir. Tünelin halen kazılmamış bulunan 2930 metrelik kısmı da jeolojik ve hidrojeolojik yönden benzer olumsuzlukları daha da etkinleştirecek şekilde taşımaktadır. Dolayısıyla; bu kısımda her iki ağızda da, yeraltı suyunun kontrolünü öngören ve tünel açımında karşılaşılabilecek sorunları en aza indiren tedbirlerin alınması zorunlu görülmektedir.

Giriş ağzında 800 l/sn debiye göre pompaj sistemi hazırlanmıştır. Ancak pompaj sistemi aşırı su gelişlerinde dar kesitli kazılmakta olan aynadaki kazı çalışmalarının durmasını engellemeyeceği gibi kazı güçlüğünün giderilmesine de bir katkısı olmamaktadır. Ayrıca kazı sırasında oluşabilecek ani su patlamalarında yetersiz kalması, enerji kesintileri, pompa arızaları, çamurlu malzeme gelmesi gibi nedenlerle de her an devre dışı kalabilmesi çok önemli riskler oluşturmaktadır. Bu tür olumsuzlukların yaşanmaması için kesinlikle tünel içine aşırı su gelmesinin önlenmesi gerekmektedir. Tünelin bundan sonra açılacak olan 2930 metrelik kesiminin açımına ilişkin değişik öneriler getirmek mümkündür.

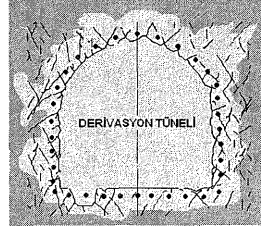
5.1 Şemsiye enjeksiyonlu açım

Bu uygulamada tünel çevresindeki boşluk ve çatlakların bir geçirimsizlik şemsiyesi oluşturacak şekilde çepeçevre uygulanan enjeksiyonlarla doldurularak tıkanabileceği kabul edilmektedir. Ancak bu enjeksiyonların aşırı basınçlı su gelişlerinde ve akış halindeki yer altı sularında başarılı olabileme şansı sınırlıdır. Uygulamadaki başarı oranının artırılması için normal çimento enjeksiyonu yerine ortamın şartlarına uygun seçilmiş kimyasal maddeler kullanılmalıdır.

10-12 m uzunluğundaki enjeksiyon uygulamaları, 3-4 m bindirmeli olarak gerçekleştirildiğinde genelde yeterli emniyet sağlanmış olur (Şekil 8). Aynadan sürülen ve önde ilerleyen (ilerleme hızını düşürmemek için) karotsuz araştırma sondajları da hem enjeksiyon başarısını gözlemlemek, hem de ortam hakkında bilgi edinmek için çok yararlı olmaktadır.



Genelde keşif sondajı sonrasında belirlenen su gelimi veya yavaş fay zonlarını geçirmeye çalışmak ya da sağlamlaştırmak için ŞEMSİYE YÖNTEMİ kullanılabilir. Geçirimsizlik enjeksiyonlarının çepeçevre yapılması doğru olmalıdır. Ancak enjeksiyonun başarılı olabilmesi için a) kayışların enjeksiyon alabilme özelliğinin bulunması, b) yeraltı suyunun enjeksiyon malzemesini süzmemesi gerekir. Sağlanırsam amaçlı şemsiyeler çoğu kez aşırı uzatılardan başlayın ve üst yarıya konan şekilde uygulanabilir.



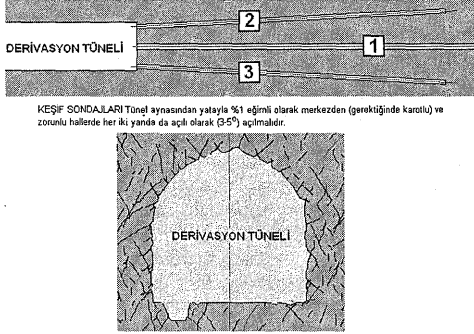
Şekil 8 Şemsiye enjeksiyonlu açma

Bu şekildeki uygulamaların suları enjeksiyon yapılmayan yanlara ve alt tarafa doğru yönlendirmesi nedeniyle istenilen amaca hizmet etme olasılığı sınırlı olup, çoğu kez gelen su miktarında beklenen azalma sağlanamamaktadır.

5.2 Keşif (araştırma) sondajlı açım

İlerlenecek kesimdeki arazi koşullarını ve özelliklerini önceden öğrenerek alınması gereken önlemleri belirlemek için kazı öncesinde aynadan (tek ya da daha fazla) sondajın açılması sorunlu ya da yeterince araştırılamamış tünellerde en fazla uygulanan çalışmalardandır (Şekil 9). Ancak çoğu kez tek sondaj yeterli olmamakta, güvenilir verilere ulaşabilmek için daha çok sayıdaki delgiye ihtiyaç duyulmaktadır. Nitekim; Zamantı Tünelinde Giriş ağzında Km 3+472'de aynadan açılan kontrol

deliğinden su gelişi olmamış, bu aynanın üst tarafında açılan patlatma deliklerinden de her hangi bir su gelmemiş, ancak alt delikler delinirken 2 adet delikten 20-25 litre/saniye debi ile çamurlu su boşalımı ve arkasından da su patlaması yaşanmıştır. Bu olay aynadan açılacak tek bir deliğin kaya koşullarını tarif etmekte yetersiz kalabileceğini gösteren önemli bir örnek oluşturmuştur.



Şekil 9. Keşiş (araştırma) sondajlı açım

Kayaç türü ve ortam niteliklerinin belirlenmesi amacıyla açılan sondajlardan burada da karotlu olmak zorundadır. Ancak su gelişinin, ya da fay-ezik zon kalınlıklarının araştırılması hedeflendiğinde daha hızlı çalışabilmek için karotsuz delgiler de yeterli olabilmektedir. Sondaj boyları 50 m ye kadar çıkarılabilmekte ve bunlar genelde ilerleme yönünde en az 10 m kadar bindirmeli şekilde uygulanmaktadır.

5.3 Araştırma galerili drenaj

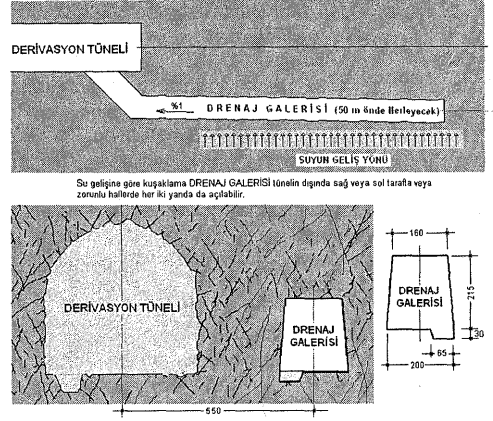
Aşırı su geliri, ya da su patlaması olasılığı bulunan tünellerde aynanın 50 m kadar önünde ilerleyen bir galeri ile suların toplanarak kontrollü olarak tünel içine alınması ve uzaklaştırılması için uygulanır (Şekil 10). Burada amaç geniş kesitteki arın çalışmaları sırasındaki ani su patlamalarının önceden kestirilmesi ve denetlenmesidir.

Drenaj amaçlı galeriler genelde 30-50 m kadar önde ilerleyecek şekilde planlanırlar. Büyük kesitli (Kazı çapı>7m) tünellerde yapılan bu uygulamalar, arazinin daha az örselenmesi istenen zayıf zeminler ve ezik zonlar için kullanılırlar. Galerinin tünel kesiti içinde kalması, açım sırasında geniş kesitin imalatını kolaylaştırır ve galeri için fazla kazı yapılmasını gerektirmez.

Dezavantajı galeri ve tünel açımının eş zamanlı olarak yürütülmesi sırasında çalışmaları güçleştirilmesi, beklentiler nedeniyle ilerleme hızını düşürmesidir.

Zamantı Tüneli gibi küçük çaplı (D=4,3m) tünellerde aynadan ileriye doğru açılacak araştırma

galerisinden beklenen faydanın sağlanması çok sınırlı olup, su gelişlerinde galerinin su ile dolması çalışmaları olumsuz yönde etkileyerek galeri içinde ilerlemeyi engelleyecektir. Böyle bir durumda tünel açımı zorunlu olarak duracak ve gelen suyun denetim altına alınması da riske girecektir.



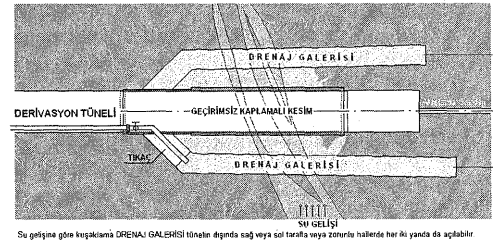
Şekil 10. Tabanda tünel dışında uygulanan araştırma-drenaj galerili açım

Bu gerekçelerle Zamantı Tünelinde aynadan araştırma galerisi açarak ilerleme yöntemi tarafımızca önerilmemektedir.

5.4 Kuşaklama galerili drenaj

Tünel dışındaki drenaj galerileri sağlam ortamlarda ve su etkisinin tünel kesiti dışında tutulması istendiğinde daha çok uygulanırlar (Şekil 11). Eğer bir tane açılacaksa drenaj galerisinin tünel taban kotunda, %1 eğimle ve suyun geliş tarafında açılması uygun olur.

Su gelişini çoksa ve yönü belirlenemiyorsa tünelin her iki yanında kuşaklama galerileri sürülmelidir. Küçük kesitli açılan tünellerde aynada çalışma alanı yaratacağı ve kazıyı kolaylaştıracağı için uygun bir yöntemdir. Zamantı Tünelinde kazıya kuşaklama galerili drenaj yöntemi ile devam edilmesinin aşırı su nedeniyle ortaya çıkan sorunların giderilmesinde yararlı olacağı tarafımızca düşünülmektedir.



Şekil 11. Tabanda tünel dışında uygulanan kuşaklama galerili ve geçirimsiz kaplamalı açım tekniği

5.5 Kuşaklama galerili – geçirimsiz kaplamalı drenaj

Araştırma sondajlarıyla bulgularan ve kesin sınırları belirlenmiş olan aşırı su gelişinin bulunduğu kesimler her iki yanda açılan kuşaklama galerileriyle denetim altına alınırlar (Şekil 11). Galerilerden gelen su tünelin açılmış kesiminden dışarıya atılırken tünel içinden (aynadan ve yanlardan) ve/veya galerilerden yapılan enjeksiyonlarla su getiren zon geçirimsizleştirilir. Daha sonra galeri ağızları tıkanarak, galeri içersinde bırakılan drenaj boruları ile su denetim altına alınır. Son aşamada bu zon geçirimsiz bir kaplama ile kaplanır. Bu kaplama genelde çelik sac plakalardan yerinde kaynaklararak imal edilir. Kontak enjeksiyonları yapılarak tünelde ilerlemeye devam edilir. Bu pahalı ve zaman alıcı yöntem, su ile normal koşullarda baş edilemeyen durumlarda ve sınırlı bir su geliş zonu varsa uygulanır.

Sonuç olarak; su gelişinin öngörülenden fazla olduğu veya su patlaması beklenen tünellerde ana problemin baş aşağı (eğim yönünde) çalışılmasından kaynaklandığı bilinmelidir. Bu riskli çalışma özel ve pahalı önlemlerin alınmasını, ya da uzun süreli ve her an sorun yaratabilecek pahalı pompalama çalışmalarını gerektirmektedir.

Ayna önünde sürekli biriken su özellikle zayıf kesimlerde, ezik ve faylı zonlarda tünel stabilitesini bozacak şekilde ayak temellerini yumuşatmaktadır. Bu gibi ortamlarda su, arazi basıncıyla birlikte değerlendirildiğinde beklenmedik göçüklere ve felaket boyutuna varan duraysızlıklara neden olabilmektedir.

6 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

1. Topografik haritada drenaj hatları incelendiğinde, doğrultu atımlı faydan kaynaklanan bükülmeler fayın sol yönlü bir fay olduğuna işaret etmektedir. Develi-Yahyalı hattında görülen sol yönlü fayın (Ecemiş Fayı) bir benzerinin tünel giriş bölgesi civarında da olabileceğini göstermektedir. İki adet sol yönlü doğrultu atımlı fay arasında kalan tünelde aglomeralar içerisinde bölgenin genel yapısına uygun normal karakterde blok faylanmalar gözlenmektedir.
2. Ani su patlaması yaşanan bölgeler tünel eksenli boyunca drenaj hatlarının (vadilerin) tünel eksenini kestiği noktalara denk gelmektedir. Buradan süresizlik zonları boyunca gelişmiş drenaj hatlarının ileride su patlaması yaşanacak bölgeleri tahmin etmekte güvenilir bir şekilde kullanılabilirliğini göstermektedir.
3. Tünel çıkışı ve giriş ağızlarından delinmiş her iki kısımdan da su geliş olmuştur. Tünelin ilerlemesine paralel olarak su geliri artmaktadır. Aşırı su geliş olan bölgeler süresizliklerin bulunduğu noktalara denk gelmektedir. Şu anda

için giriş ağızında ölçülmüş toplam su geliri 258,62 l/s'dir. Tünel çapı yaklaşık 4,5 metre, tünel uzunluğu 3472 m ve tünel kotu üzerindeki su seviyesi 100 metre alındığında ortamın hidrolik iletkenlik değeri (permeabilitesi) $5-6 \times 10^{-7}$ m/s olarak hesaplanabilir. Aynı ortamda tünel boyunun 4200 metreye ulaşması durumunda devamlı olarak gelecek su miktarı 300 l/s mertebesine ulaşacaktır.

4. Ancak yer altı su seviyesinin tünel kotundan 150 m kadar yukarıda olması ve aşırı çatlaklı kesimlerde geçirimsizliğin çok artması olasıdır. Ayrıca aglomera ve bazaltlar içindeki irtibatsız (kapalı) boşluklarda tüneler sular da göz önüne alındığında oluşacak ani su gelirinin çok daha büyük miktarlara ulaşması beklenmelidir.
5. Zamantı Derivasyon Tünelinin giriş ağızı tarafı su problemleri ve atımı açısından burada eğim aşağı çalışıldığından daha sorunludur.
6. Tünel açımının başkaca önlemler alınmaksızın mevcut şekliyle açılması tarafımızdan çok riskli görülmektedir. Bu bakımdan 5. bölümde açıklanmış ve önerilmiş bulunan yeraltısu kontrolü açış tekniklerinden birinin, ya da bunlardan geliştirilen yeni çözümlerin ivedilikle uygulanmasına çalışılmalıdır.
7. Zamantı Tünelindeki jeolojik ve hidrojeolojik koşullar dikkate alındığında kuşaklama galerili (gerektiğinde geçirimsiz kaplamalı) drenaj yöntemi ile kazı yapılmasının tarafımızca uygun bir yöntem olacağı düşünülmektedir.
8. Destekleme elemanları seçiminde zemin şartları dikkate alınmalıdır.
9. Aşırı su geliri olan kesimlerde tünelin çelik iksa kullanılarak geçilmesi ve ayakların iksaları birbirine bağlayan profiller üzerine oturtularak eksenel yönde rijitliği sağlamak üzere işbanlarla birleştirilmesi gereklidir.
10. Zayıf zonlarda bu işlemlerin yanı sıra tünel tabanının da ayaklar arasına yerleştirilen gergilerle desteklenmesi yararlı olacaktır.
11. Su gelişinin fazla olduğu kesimlerde bulon deliklerindeki çimento şerbeti yıkanarak uzaklaştırıldığından buralarda kesinlikle çimento enjeksiyonu gerektirmeyen bulonlar kullanılmalıdır. Örneğin mekanik bulonlardan yararlanılmalıdır.

KAYNAKLAR

- Jaffey, N., Robertson A., Pringle, M. 2004. Latest Miocene and Pleistocene ages of faulting, determined by $^{40}\text{Ar}/^{39}\text{Ar}$ single crystal dating of airfall tuff and silicic extrusives of the Erciyes Basin, central Turkey: evidence for intraplate deformation related to the tectonic escape of Anatolia, *Terra Nova*. 16: 45-53
- Dirik, K. 2001. Neotectonic evolution of the northwestward arched segment of the Central Anatolian Fault Zone, Central Anatolia, Turkey, *Geodinamica Acta*. 14: 147-158

Yazarlar Dizini / Author Index

Acar, A.	341	Hüdaverdi, T.	395, 403	Şans, G.	71, 143
Akbulut, R.K.	387	İnal, H.S.	237	Şekercioğlu, E.	409
Akbulut, S.	387	Kadioğlu, Y.K.	37	Şengün, N.	315
Aldaş, G.G.U.	229	Kahraman, S.	249	Şirin, O.	309
Altındağ, R.	315	Kalkan, E.	387	Tezel, A.	7
Antziferov, S.V.	1	Kanbir, E.S.	263	Trčková, J.	15
Arasan, S.	387	Karakuş, M.	93	Tuğrul, A.	353
Arıoğlu, Ergin	157, 185	Karaoğlu, H.	53	Tunçdemir, H.	107
Arıoğlu, Ersin	185	Karpuz, C.	115, 179	Turanboy, A.	279
Arslan, A.T.	7	Kate, J.M.	243	Tutluoğlu, L.	115
Arslandaş, H.	295	Kekeç, N.	263	Tütmez, B.	93
Aydan, Ö.	29	Kesimal, A.	221	Ulusay, R.	83
Aydoğmuş, T.	7	Khademi, J.	47	Umucu, Y.	315
Balcı, C.	107	Khrenov, S.I.	79	Ural, S.	341
Balkan, İ.G.	387	Kimence, B.	271	Uslu, S.	253
Bayram, F.	127, 263	Koçak, B.	53	Usta, E.	143
Bilgin, H.A.	237	Koçal, A.	115	Ünal, B.	199
Bilgin, N.	107	Korkanç, M.	353	Ünlü, T.	133
Bulychev, N.	23	Kozman, E.	249	Vardar, M.	71, 53, 409
Bulychev, N.S.	1	Kurtuldu, S.	185	Veverka, J.	39
Burlini, L.	301	Kuzu, C.	403	Vilhelm, J.	39
Ceylanoğlu, A.	211	Lemke, S.	7	Voronina, I.Yu.	79
Cihangir, F.	221	Lokajček, T.	39	Yağız, S.	99
Çanakçı, H.	309	Mahmutoğlu, Y.	143	Yalçın, A.	321, 325
Çayırılı, S.	315	Mutlutürk, M.	369	Yalçın, T.	409
Çopur, H.	107	Nasuf, E.	285, 289	Yaşlı, N.E.	263
Davraz, M.	321	Oğuz, B.	315	Yavuz, A.B.	301
Deev, P.V.	79	Ökten, G.	395	Yeşilçimen, Ö.	157
Delbari, S.M.	121	Özkan, İ.	253, 329	Yılmaz, G.	375
Deliormanlı, A.H.	301	Önsel, İ.E.	285, 289	Yılmaz, İ.	295
Demirdağ, S.	363	Özarslan, A.	329	Yılmaz, Ö.	133
Denek, H.	127	Özçelik, M.	321, 325	Yılmazkaya, E.	263
Deniz, V.	315	Özçelik, Y.	127, 263	Yoldaş, R.	185
Dinçer, İ.	341	Özsan, A.	375	Yüksek, S.	295
Düzgün, H.Ş.B.	179	Özsoy, E.A.	375	Yüksel, A.	157, 185
Elmasoğlu, G.	83	Özşen, H.	253		
Erçikdi, B.	221	Öztürk, C.A.	285, 289		
Erik, D.	369	Procházka, P.	15		
Ferdowsi, B.	153	Rudajev, V.	39		
Fişne, A.	395, 403	Sammal, A.S.	1		
Fotieva, N.	23	Savchenkov, V.	23		
Fotieva, N.N.	1	Shahriar, K.	47, 153		
Geniş, M.	29, 329	Sharifzadeh, M.	47, 121		
Gokhale, C.S.	243	Soltani, N.	153		
Gökçeoğlu, C.	63, 83	Sönmez, H.	63		
Gül, Y.	211	Stepanov, V.Y.	171		
Güllü, H.	309	Syrnikov, N.M.	171		
Günaydın, O.	249				
Gündüz, L.	363				
Güneş, H.	329				

**Türkiye'nin İlk
CE Belgeli
Patlayıcı Madde
Üreticisi**



ORICA-NİTRO

PATLAYICI MAD. SAN. ve TİC. A.Ş.

Genel Müdürlük
Hülya Sokak No.45, 06700
Gaziosmanpaşa / ANKARA
Tel : 0.312 - 446 16 00 PBX
Faks : 0.312 - 446 15 55

Fabrika
Lalahan - Odabaşı Köyü Ekincik
Mevkii 06780 Elmadag/ANKARA
Tel : 0.312 - 865 19 63 PBX
Faks : 0.312 - 865 19 68

