

X. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı

Proceedings of the Xth Regional Rock Mechanics Symposium

*Editörler / Edited by
S. Kulaksız & E. Tuncay*

TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
TURKISH NATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

ORTA DOĞU TEKNİK ÜNİVERSİTESİ MADEN MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ
*MIDDLE EAST TECHNICAL UNIVERSITY DEPARTMENT OF MINING
ENGINEERING*

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

DEMİR EXPORT A.Ş.'ne

teşekkür ederiz.

ISBN: 978-975-93675-5-8

Baskı: Korza Yayıncılık Basım San. Tic. Ltd. Şti.
ANKARA Tel: 312 3422208

ADRES / ADDRESS

Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği /
Turkish National Society for Rock Mechanics

Başkan / *President*

Doç. Dr. Aydın Bilgin

Maden Mühendisliği Bölümü
Orta Doğu Teknik Üniversitesi

06531 Ankara / TÜRKİYE

Tel : +90 312 2105814

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

- Demir Export A.Ş
- Orica Nitro Patlayıcı Mad. San. ve Tic. A.Ş.
- Nitromak dnx Kimya San. A.Ş.
- Besmak Lab. ve İnş. Test Mak. San. ve Tic. Ltd. Şti.
- Özge Madencilik

Foreword

The Xth Regional Rock Mechanics Symposium is held in Ankara, Turkey, on December 08-09, 2011. The Symposium is organized by Middle East Technical University Mining Engineering Department with great success under the auspices of Turkish National Society for Rock Mechanics. On behalf of the Executive Board of Turkish National Society, I would like to express my gratitude and appreciation to the chairman and members of Mining Engineering Department, and the chairman and members of Organizing Committee.

Traditionally symposia on Rock Mechanics have been held on regional basis for the fifth time in Turkey. These Symposium series have formed a major forum to discuss ideas, exchange knowledge and experience on rock mechanics. The Xth Symposium, by participation of delegates from different foreign countries, is held in Ankara in the hearth of Anatolia.

Central Anatolia has been home to many civilizations thorough out the history, such as Phrygians, Hittites, Romans, Byzantines, Anatolian Seljuks and Ottomans. As a result, Anatolia is one of the richest places in terms of cultural heritage. Please don't miss to visit the Museum of Anatolian Civilizations, Augustus Temple, Byzantine Baths and many Seljuk and Ottoman buildings. I hope that the Xth symposium will serve as a major forum to discuss technical matters, and also as a venue to enjoy the cultures and the way of life in Ankara. I hope that the Xth Regional Rock Mechanics Symposium will open new horizons, bring new ideas and contribute much to the science as in the conventional manner. For all the delegates, I wish a good stay in Ankara 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 presentations and for their invaluable contributions in the discussions. Attendance of delegates from different countries and various institutions and companies from Turkey and financial support provided by the sponsors are gratefully appreciated. Finally, I would like 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

X. Bölgesel Kaya Mekaniği sempozyumu Türk Ulusal Kaya mekaniği Derneği ve Orta Doğu Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü tarafından ortaklaşa düzenlenmiştir. 2011'de Türkiye'de, Dünya Madencilik Kongresi, madencilik uygulamalarını da içeren Dünya İş Güvenliği ve Sağlığı Kongresi, Uluslararası Madencilik Kongresi ve üç adet Ulusal Sempozyum düzenlenmiştir. Bu büyük organizasyonlara rağmen, Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu'nda 2 çağrılı konuşmacı, 23 adet Türk ve 5 adet yabancı bildirinin bulunması, sempozyumun başarılı olduğunu göstermektedir. Sempozyum, Kaya Mekaniği konularında çalışanlara fikir verecek hemen hemen bütün önemli konuları içermektedir.

Tüm katılımcılara, destek ve katkıları için Türk Kaya Mekaniği Derneği üyelerine ve katkı sağlayan kurum ve kuruluşlara içten teşekkür ederim.

Prof. Dr. Seyfi Kulaksız
Sempozyum Başkanı

Preface

The Xth Regional Rock Mechanics Symposium is co-organized by Turkish National Society for Rock Mechanics and Middle East Technical University Department of Mining Engineering. In 2011, one World Mining Congress, one World Congress on Safety and Health at Work including applications from mines, one International Mining Congress, three National Symposiums were held in Turkey. In spite of these big organizations, Regional Rock Mechanics Symposium has 2 invited speakers, 23 Turkish and 5 foreign paper contributions showing us it is successful. The Symposium covers almost all significant issues on Rock Mechanics aspects which will provide ideas to the persons working on these aspects.

I would cordially like to thank the all participants, supporting and contributing members of Turkish National Society for Rock Mechanics and organizations supporting the symposium.

Prof. Dr. Seyfi Kulaksız
Chairman

Düzenleme Kurulu / Organizing Committee

Yürütme Kurulu / Executive Committee

Dr. Seyfi Kulaksız, Başkan/Chairman
Dr. Nuray Demirel (ODTÜ), Sekreter/Secretary
Dr. Celal Karpuz (ODTÜ)
Dr. Levent Tutluoğlu (ODTÜ)
Dr. H. Aydın Bilgin (ODTÜ)
Dr. Ergün Tuncay (HÜ)
B. Barış Çakmak (ODTÜ)
İ. Ferit Öge (ODTÜ)
Esra Nur Gayretli (ODTÜ)
Selin Yoncacı (ODTÜ)
Emre Yılmazkaya (HÜ)

Türk Ulusal Kaya Mekanikliği Derneği /

Turkish National Society for Rock Mechanics

Dr. H. Aydın Bilgin
Dr. M. Ali Hindistan
Hasan Şişman
B. Barış Çakmak
İ. Ümit Erdem

Bilim Kurulu / Scientific Committee

Dr. N. Ali Akçın	Karalması Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. Raşit Altındağ	Süleyman Demirel Üniversitesi, Isparta, Türkiye
Dr. Ömer Aydan	Tokai University, Shimizu, Japonya
Dr. Can Ayday	Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye
Dr. Cemal Balcı	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Nuh Bilgin	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. İ. Göktay Ediz	Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Dr. Z. Abiddin Ergüler	Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye
Dr. Melih Geniş	Karalması Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. Hasan Gerçek	Karalması Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. M. Kemal Gökay	Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Dr. Sair Kahraman	Niğde Üniversitesi, Niğde, Türkiye
Dr. Recep Kılıç	Ankara Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Yılmaz Mahmutoglu	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Yedigörmü Müftüoğlu	Karalması Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye
Dr. Erkin Nasuf	İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
Dr. Yılmaz Özçelik	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Abdurrahim Özgenoğlu	Atılım Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. İhsan Özkan	Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye
Dr. Ahmet Şentürk	Afyon Kocatepe Üniversitesi, Afyon, Türkiye
Dr. Tamer Topal	Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Reşat Ulusay	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Bahtiyar Ünver	Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye
Dr. Işık Yılmaz	Cumhuriyet Üniversitesi, Ankara, Türkiye

İçindekiler / Table of Contents

Foreword	iv
Önsöz <i>Preface</i>	v
Düzenleme Kurulu <i>Organizing Committee</i>	vi
Bilim Kurulu <i>Scientific Committee</i>	vi
Kaya mekaniğinde donatılı kaya uygulamaları <i>Reinforced rock applications in rock mechanics</i> M. Vardar (Çağrılı Konuşmacı / <i>Invited Speaker</i>)	1
ISRM Deney Yöntemleri: Geçmiş ve günümüz, gelişmeler, önerilmiş yöntemler için hazırlama değerlendirme ilkeleri <i>ISRM Suggested Methods (SMs): Past and present, developments, principles of preparation and evaluation for the SMs</i> R. Ulusay (Çağrılı Konuşmacı / <i>Invited Speaker</i>)	7
Evaluation of squeezing potential in weak rock mass in Rudbar watertransfer tunnel K. Shahriar, Y. Karimi Laforaki & M. Halvae	9
Analysis of progressive failure of hard rock pillars in Fetri6 Chromite Mine by empirical methods S. Dehghan, K. Shahriar, P. Maarefvand & K. Goshtasbi	15
Ankara-İstanbul hızlı tren projesi 2. etap 26 no'lu tünelin TBM kazı performansının Q_{tbn} metodu ile tahmini <i>Performance evaluation of TBM excavation for tunnel no.26 at phase 2 of Ankara-İstanbul high speed rail way Project using Q_{TBM} method</i> E. Poşluk, A. Ertin, M. Korkanç, R. Y. Pilatin, M. K. Kaya, E. Apaydın Poşluk & E. Arica	23
Tünellerde zayıf kaya davranışı: "Ankara-İstanbul Yüksek Hızlı Tren Projesi" 34 nolu tünel örneği <i>An example of Behavior of weak rocks in tunnels in "Ankara-Istanbul High Speed Train Project" tunnel number 34</i> E. Poşluk, K. Oğul, İ. Topal, M. Korkanç & E. B. Aygar	31
Stability Assesment of Himeyuri Monument and adjacent karstic cave <i>Himeyuri Anıtı ve bitişiğindeki karstik mağaranın duraylılığının değerlendirilmesi</i> Ö. Aydan, N. Tokashiki & M. Geniş	39
Polimer fiber katkının tünelcilikte kullanılan püskürtme beton tahkimatı üzerindeki etkileri <i>Effect of the polymer fibre on the shotcrete tunnel support</i> E.Kömürlü & A.Kesimal	47
Measurement of the crack displacement using digital photogrammetry A.Kanazawa, S.Nishiyama, T.Yano, T.Kikuchi & O.Murakami	57
Çan Yeniçeri Linyit Ocağı (Çanakkale) killerin in şişme davranışı <i>Clays swelling behavior of Çan Yeniçeri Lignite Mine (Çanakkale)</i> M. S. Bulbül , M. E. Bilir	63

Assessment of wellbore stability and evaluation of under-balance drilling (UBD): case study in Cheshmekhush oil field in southern of Iran. A. Rohani Otaghsara, K. Shahriar, M.Afsharzad	73
Darbeli delik delmede uç tipinin ilerleme hızına ve pasa irilik katsayısına etkisi <i>Bit type effect of penetration rate and coarseness index in percussive drilling</i> R. Altındağ, N. Şengün, S. Demirdağ, C. E. Koçcaz, E. Totiç & F. Ürün	79
Ankara-Bala-Kesikköprü-Maden Geçidi demir maden sahasında kaya kütle sınıflama çalışmaları <i>Rock mass classification studies in Ankara-Bala-Kesikköprü-Maden Geçidi open-pit iron mine region</i> İ. Özkan, H. S. Güngör, S. Acar, E. Kuzuoluk, H.S. Dalkıran, K. Güngör & M. Doğan	87
Kaya kütle dayanım ve deformasyonunda etkin olan parametrelerin Monte Carlo yöntemiyle belirlenmesi <i>Determination of effective parameters on rock mass strength and deformation using Monte Carlo method</i> M. Sarı	97
Kaya malzemesinin çekme dayanımı sınıflaması <i>Tensile strength classification of rock material</i> H. Gerçek & A. Özarslan	105
Afyon Beyaz mermerinin aşındırıcı su jeti ile kesiminde kesme derinliği göz önüne alınarak optimum işlem parametrelerinin belirlenmesi <i>Determination of the optimum operating parameters for abrasive waterjet cutting of Afyon White marble in terms of cutting depth</i> Y. Özçelik & İ.C. Engin	117
Mermer nihai ürünlerinin kullanım alanlarındaki performanslarının belirlenmesi için yeni bir çarpma dayanımı deney yöntemi <i>A new impact resistance test method for determininig performance of marble finished products on their usage areas</i> G. Sarıışık	125
Ankara – İstanbul yüksek hızlı tren projesinde Bilecik istasyon şevleri tasarımı ve sayısal analizi <i>Slopes design and numerical analysis of Bilecik Station in Ankara-İstanbul high speed train project</i> İ. Topal, E. Poşluk, K. Oğul, E. Apaydın Poşluk, H. Akdaş, C.O. Aksoy & E. B. Aygar,	133
TKİ-GLİ- Ilgın açık ocak kömür madeninde sondaj kuyuları yardımıyla uzun dönemli şev deformasyon ölçümleri <i>Long-term slope deformation measurements by borehole in TKİ-GLİ-Ilgın open-pit coal mine</i> İ. Özkan, M. Mıh, S. Kahveci & İ. Kaya	143
Bireysel kaya kamaları uzaysal konumlarının çeşitliliği <i>Variability of spatial positions of individual rock wedges</i> A. Turanboy	153
Babadağ Gündoğdu Heyelanının mekanizmasının statik ve dinamik model deneyleri ile incelenmesi <i>The investigation of the mechanism of Babadağ Gündoğdu landslide through static and dynamic physical model tests</i> S. B. Çelik, H. Kumsar & Ö. Aydan	161
İğne penetrasyon deneyinin performansının araştırılması ve kaya mühendisliğinde kullanımı <i>Investigation of the performace of the needle penetration test and its use in rock engineering</i> R. Ulusay & Z.A. Ergüler	171
Doğrusal kesme deneylerinde spesifik enerjinin elektriksel yaklaşım ile belirlenmesi ve kayaç özellikleri ile ilişkilendirilmesi <i>Determination of specific energy value with electrical method on linear cutting experiments and related with rock properties</i> A.E. Dursun, N. Bilim & M.K. Gökay	179

<i>Analysis of tracer diffusion process trough crack surfaces in porous rock by means of X ray CT</i> A. Sato, M. Kataoka & Y. Obara	187
Traverten plakalarının Pandül Yöntemi ile kayma potansiyellerinin değerlendirilmesi <i>Evaluation of slip potentials on travertine plaques with Pendulum Method</i> G. Çoşkun, A. Sarıışık, H. Akdaş & G. Sarıışık	195
Farklı özellikteki piroklastik kayaların petrografik özelliklerinin jeomekanik özellikler üzerindeki etkisi <i>Effect of petrographic properties of different pyroclastic rocks on their geomechanical properties</i> B. Solak & M. Korkanç	205
Sivas Şifahiye Medresesinde kullanılan kireçtaşlarının jeomekanik özellikleri <i>Geomechanical characteristics of limestones used in Sivas Şifahiye Madrassah</i> S. Yüksek, Y. Gül & A. Demirci	217
Çökeltme ortamlarının ve jeolojik zaman faktörünün kumtaşlarının petrografik, fiziksel ve mekaniksel özelliklerine etkisi <i>The effect of sedimentation environment and geological age on petrographical, physical and mechanical properties of selected sandstones</i> B.Şengöçmen & N.Türk	223
Bazaltlardaki dokuların kaya özellikleri ile ilişkili görgül eşitlikler üzerindeki etkisi <i>Effect of textural characteristics of basalts on empirical equations relating rock properties</i> T. Başer, E. Kolay & M.A. Akçe	231
KB Adana kentsel gelişme bölgesindeki zeminlerin suda çözünebilir sülfat içerikleri ve beton üzerindeki potansiyel etkisinin değerlendirmesi <i>Assesment of water-soluble sulfate content of soils and their impact potential on concrete in the urban development district of NW Adana</i> Z. Demiray, T. Çan, M. Akyıldız, M. Küçükönder, S.Tekin & B.Gören	239

Kaya mekaniğinde donatılı kaya uygulamaları

Reinforced rock applications in rock mechanics

M. Vardar

İstanbul Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul

ÖZET: Dengedeki kaya yamaçlarının kazılarak şevlendirilmesi sırasında kırıklı-çatlaklı kaya dokusu, kinematik serbestlik önlenemediği ve statik denge sağlamadığı takdirde, değişen gerilme durumu ve süreksizliklerin etkisiyle stabilite sorunları yaratabilmektedir. Kazı sırasında ve sonrasında yeterli güvenliğin sağlanabilmesi için ağır destek yapıları yerine, kayanın yüzeye yakın bölgelerindeki niteliklerinin ve mekanik özelliklerinin denetlenerek güvenli bir kaya yapısının oluşturulması günümüzün en geçerli olan yaklaşımıdır. Politik olarak da adlandırılan süreksizliklerle parçalanmış olan ortamlarda, parçadan parçaya geçen kuvvet aktarımları sırasında dokunma noktalarının dolayında gerilme yığılmaları oluşmakta ve bu parçalar kayaya aktarılan genel gerilme düzeyinin çok üstünde zorlandıklarından, beklenmedik düzeyde şekil değiştirebilmekte, kırılabilen veya plastikleşebilmektedir. Pratikte çekme dayanımı olmayan çatlaklı kayaları çekmeye çalıştırabilmek için ya kaya parçalarının birbirlerine bağlanması, ya da bunların kinematik serbestliğinin kısıtlanması gerekir. Bu çok parçalı ortamın donatılarla iyileştirilmesi durumunda, yüzeye yakın kesimleri çekme gerilmeleri alabilen daha az parçalı bir ortama dönüşerek üç eksenli gerilme durumunda çalıştırılmış olurlar. Kaya şevlerinde kaplama, destekleme ve sağlamlaştırma şeklinde üç farklı uygulama yapılır. Kaplama yapıları kabuksu yapılar olup kaya yüzeyini ayrışma, sökülme, kavraklanma ve don etkisine karşı taş duvar, beton perde, püskürtme beton veya harç ile drenaja imkân verecek şekilde örterler. Destekleme yapıları kazı şevi eğiminin kaya dokusunun elverdiğinden daha dik olması durumunda, statik dengenin oluşturulması için gereken uzun ömürlü tutucu yapılarıdır. Sağlamlaştırma işlemlerinde ise kaya enjeksiyonları, sistem ankrajları, kaya takozları (dübeller), kaya donatıları ve kaya askılarından yararlanılarak kayanın mekanik parametrelerinin artırılması ve kazı sırasındaki ikincil gerilme durumunun güvenli yönde değiştirilmesi sağlanır. Donatılı Kaya, farklı uzunluk ve yönelimdeki çok sayıda kaya çivisi ve ankrajın çelik hasır ve püskürtme beton ile birlikte uygulandığı ve kaplama, destekleme ve sağlamlaştırma etkilerinin tümünü bir arada sağlayan bir kaya yapısı türüdür. Bu bildiride, nitelikli bir donatılı kaya yapısının oluşturulmasındaki temel ilkeler açıklanmakta ve uygulamalarımızdan örnekler verilmektedir.

ABSTRACT: The technical excavation processing of rocky slopes have produce instability problems caused by the changing stress and discontinuity conditions of jointed rock texture. The kinematic freedom and static balance should be provided for such slopes. Instead of constructing heavy support structures, necessary security should be provided during and after excavation processes by controlling the mechanical qualities of surface rock textures. Polilithic media which contains discontinuities, indirect tension depositions have occurred around touching points of crushed pieces. If they get extra tension rock can be deformed and show plastic behavior. Monoliths can absorb tensile strength while the polilith cannot. In order to prevent the crushes or plastic behavior, the rock should be strengthened by extra tensile reinforcements. With these reinforcements, the media turned out to be triple axis tension condition. Slope stabilization can be achieved with three different applications as surface lining, supporting and reinforcement. Surface lining protects the surface of the rock masses against the effects of frost, weathering and slabbing with applications as sprayed concrete or mortar. This shell allows water drainage. Supporting structures are long-lasting retaining structures as reinforced wall for generating static force equilibrium on the steep excavation faces. During rock reinforcement procedures, cement injections, system bolts and anchors, rock plugs (dowels) and rock suspenders are used. Thus, during the excavation, rock mechanical parameters are increased and replacement of the secondary stress state is safely provided. This paper discusses the principles of producing reinforced rocks, by using wire mesh and concrete shelling, and using rock bolts and anchorages having different dimensions. In this context, examples are given from our practice.

1 GİRİŞ

1.1 Tek ya da çok parçalı ortamların davranışı

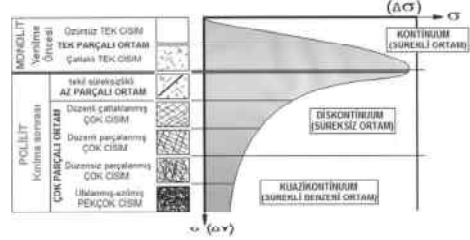
Kaya yapıları mekaniklerinin gerçek uğraşı alanı yapım ve madencilik çalışmalarının gerektirdiği yerüstü ve yer altı kazıları sırasında gerilme durumu ve geometrisi değiştirilen yüzeylerdeki kalıcı denge, diğer deyişle güvenli duraylık koşullarının sağlanmasıdır. Genelde süreksizliklerle parçalanmış olan bu ortamlarda; komşu parçaların (çatlak cisimlerinin) karşılıklı yüzeyleri, eğer aralarında yastık oluşturabilecek herhangi bir dolgu malzemesi yoksa pürüzlülükler nedeniyle başlangıçta yalnızca üç noktada biri birlerine dokunurlar.

Homojen olduğu varsayılabilen bir gerilme durumunda bile, parçadan parçaya geçen kuvvet aktarımları sırasında bu noktaların dolayında gerilme yığılmaları oluşur. Sonuçta, bu parçalar kayaya aktarılan genel gerilme düzeyinin çok üstünde zorlandıklarından daha fazla şekil değiştirerek kırılabilir veya plastikleşebilirler. Polilit olarak da adlandırılan bu çok parçalı ortamların; monolit adını da alan tek parçalı cisme göre daha düşük direnç göstermesi ve kolayca şekil değiştirerek plastikleşebilmesi büyük oranda bu nedenledir. Süreksizliklerdeki pürüzlülüklerin türü ve bunların parçacık (çatlak cismi) boyutlarına olan oranı da özellikle kesme gerilmelerinin aktarımı sırasında belirleyici etmenlerdendir. Çatlak cisminin boyutları küçüldükçe pürüzlülüklerin neden olduğu çentik etkisi artmakta ve bu kırık odakları gelişerek, parçacığı zaman içinde kolayca kıracak şekilde ilerlemektedir. İkincil etmenler arasında ise süreksizlik yüzeylerinin geçmişteki oluşumları sırasında geçirdikleri örselenmeler ve buna bağlı olarak gelişen ayrışma olayları gösterilebilir.

Süreksizliklere yakın kesimlerin parçacığın iç kesimlerine göre önceden daha fazla zorlanmış ve örselenmiş olması, parçacık küçüldükçe bu zayıf kesimlerin hacim içindeki payını arttırmakta ve sonuçta “çok parçalılık” arttıkça kayanın dayanım parametrelerinde laboratuarda incelenen taş örneklerinde bulunan değerlere kıyasla çok belirgin azalmalar oluşmaktadır.

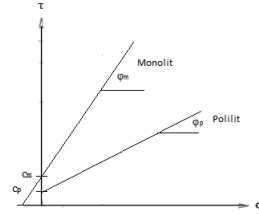
Şekil 1 soldan sağa doğru incelendiğinde, sırasıyla ortamların adları, bunların sistem büyüklüğündeki görünüşleri, grafik üzerinde de (üstteki yatay eksen $\Delta\sigma$ ve düşey eksen ε olmak üzere) kayanın, kırılma öncesinden (prefailure) başlayarak, kırılma sırası ve sonrasındaki (post failure) davranışları ve nihayet bu ortamların mekanik değerlendirmelerinde kullanılması gereken bilim dalları görülmektedir.

Buradaki postfailure eğrisi, başlangıçta (diajenez sonunda) tek parçadan (monolit) oluşan kayaçların geçirdikleri tektonizmaya bağlı kırılmalar (orojenez) sonrasında nasıl çok parçalı ortama dönüştüklerini göstermektedir.



Şekil 1. Çatlaklı ortamlarda kayanın post failure davranışını temel alan sistem büyüklüğüne bağlı kaya dokusu adlandırması

Monolit (Tek parçalı masif ortam), Polilit (Çok parçalı kırıklı ortam)'a göre daha yüksek içsel parametrelere sahiptir. Bu durum, $(\sigma-\tau)$ Mohr diyagramında yenilme zarfları ve bunların denklemleriyle ifade edilir (Şekil 2).



Şekil 2. Çatlaklaşmaya bağlı, içsel sürtünme açısındaki değişim.

Monolit için; $\tau_m = c_m + \sigma \tan \phi_m$

Polilit için; $\tau_p = c_p + \sigma \tan \phi_p = k \times \tau_p$

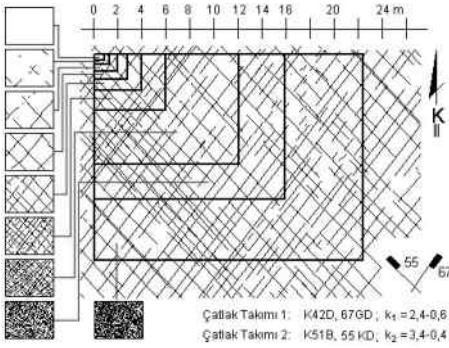
$\tau_m > \tau_p$

Sonuç olarak; süreksizliklerin sayısı arttıkça (kayaç psödoplastikleştikçe) kaya kütesinin dayanımı azalır, çekme direnci kaybolur ve kesme dirençleri düşer. Ancak kayanın her zaman doku dayanımı adı verilen kalıcı bir dayanımı vardır.

Tek parçadan oluşan ortamlar çekme gerilmesi alırken çok parçalı ortamlar çekme gerilmesi almaz. Dolayısıyla çatlaklı-kırıklı kayayı oluşturan parçalar birbiri üzerinde serbestçe hareket edebilir. Bunun önüne geçilebilmesi için ya parçaların birbirlerine çekmeye çalışabilen elemanlarla bağlanması, ya da bunların kinematik serbestliğinin kısıtlanması gerekir.

1.2 Sistem büyüklüğünün ve gerilme durumunun denetlenmesi

Sistem büyüklüğü; teknik girişim sırası ve sonrasında etkilenen "fiziksel ve mekanik etkileşimin" olduğu ortamın boyutudur. Proje kapsamında, doğru analizlerle ortamı en iyi şekilde yorumlayabilmek için sistem büyüklüğünün bilinmesi gerekir. Projelerde yapılan her türlü analizin sonuçları sistem büyüklüğüne bağlı olarak farklılıklar gösterir. Şekil 3'te görüldüğü gibi, teknik girişimin boyutu büyüdükçe, içerdiği özür sayısı artmakta ve buna bağlı olarak ortamın gerilme dağılımı ve dayanımında farklılıklar oluşmaktadır.



Şekil 3. Aynı özellik ve nitelikteki çatlaklı bir ortamda sistem büyüklüğüne göre süreksizlik sayısının artışı.

Amaç şev yüzeyinden açılan deliklere çimento şerbetinin basılarak içlerine donatı çubuklarının yerleştirilmesi ve böylece kaya parçalarının birleştirilmesi ile sistemin daha az doku hareketliliği gösteren, daha dayanımlı bir yapıya kavuşturulmasıdır.

Bu çalışmalar sırasında ayrıca kazı öncesi, sırası ve sonrasındaki gerilme ve deformasyon durumları da olumlu yönde denetlenmiş olmaktadır. Olayların gelişimi ve mekanizması aşağıda kısaca açıklanmaktadır.

Kazı Öncesi (1)

Kazı öncesinde yamaç içinde üç eksenli doğal (primer) gerilme durumu etkilidir.

Kazı Sırası (1-2)

Kazı sırasında doğal gerilme durumu değişir ve sekonder (ikincil) gerilme durumu oluşur. Bu durumda kaya yüzeyinde etkili olan deviatör gerilme tek eksenli gerilme durumunun belirlediği en büyük değere ulaşır. Bu sırada oluşan gerilmeler

parçadan parçaya aktarılırken noktasal yüklere dönüşerek bazı parçalarda yoğun gerilme yığılımları oluşturur. Bu parçalar taşıyabileceği gerilme düzeyinin üstünde zorlandıkları zaman ezilerek, dönerek ve birbirlerinin üstünden kayarak, gevşemelere ve yenilmelere bağlı şekil değişikliklerine, topluca psödoplastikleşmeye neden olurlar.

Donatılı Kaya İmalatı Sonrası (2)

Kaya şevinin donatılarla iyileştirilmesi ve sağlamlaştırılması sonucunda yüzeye yakın kesimlerdeki parçalar birleşerek çekme gerilmeleri alabilen bir ortama dönüşür. Bu indirekt çekmeler ve germe kuvvetleri ile oluşturulan basınçların etkisiyle ortam kaybettiği 3 eksenli gerilme durumuna yeniden döndürülmüş olur.

Donatılı kaya imalatından sonra, kayadaki serbest kaya parçaları birleşerek ortama tek ya da az parçalı bir kaya niteliği kazandırır. Çimento enjeksiyonu ile çatlak aralarının dolması ise gerilme yığılımlarının oluşumunu engeller. Enjeksiyon şerbetinin katılaşması ile birlikte pürüzlülüklerin değme noktalarındaki uç gerilmelerin şiddeti azalır ve kaya ayrıca çekme gerilmeleri de alabilen yepyeni bir monolitik yapıya sahip olur.

1.3 Kaya şevlerinde kaplama, destekleme, iyileştirme ve sağlamlaştırma önlemleri

Kaya şevlerinin kalıcı duraylılığını ve işlevsel niteliğini sağlayabilmek için genelde kaplama, destekleme, iyileştirme ve sağlamlaştırma önlemlerinin biri veya birkaçının birlikte uygulanması gerekli olur.

Koruma yapıları; kazı şevindeki yüzeylerin hemen veya zamanla oluşabilecek ayrışma, sökülme, kavlaklaşma ve taşınmalar ile don etkisine karşı korunması için kapatılmasıdır. Taş kaplama, ince beton örtüsü, püskürtme beton, sıvama harç veya tutucu tel ağlar kullanılarak drenaja imkan verecek şekilde uygulanan bu kabuksu yapıların statik işlevleri ancak yüzeydeki serbest parçacıkların hareketlerini engellemeye yetecek kadardır. Genel stabilite sorunu bulunmayan, ancak taş düşme tehlikesi olan şevlere uygulanırlar.

Destek yapıları; kazı şevi eğiminin kaya dokusunun elverdiğinden daha dik seçilmesi durumunda kalıcı kuvvetler dengesini oluşturmak için uygulanırlar. Bunlar kazı miktarını azaltmak, arazi kaybını önlemek, kamulaştırma harcamalarını sınırlamak ve büyük kazı yüzeyleri ile doğal görünümü bozmamak düşüncesiyle tercih edilen dik şevleri ağırlıklarıyla tutan yapılardır.

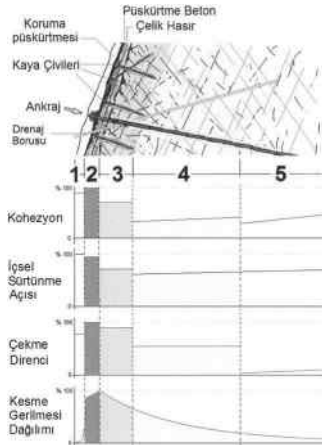
Kaya şevleri pek çok durumda kendini kısa sürelerde tutabilse de uzun ömürlü ve güvenli kaya yapılarının imali için her türlü zorlanmayı ve yük değişimlerini dikkate alan denge durumunun kurulması zorunludur. Bu amaçla şevleri yalnızca yüzeysel sökülme, dökülme ve ayrışmalara neden olan dış etkilere korumak yeterli olmaz. Destek yapıları ile bir yandan kayanın kinematik serbestliğinin kısıtlanması öte yandan da şev yüzüne tutucu kuvvetlerin uygulanması gerekir.

Sağlamaştırma ve iyileştirme işlemleri kayanın mekanik parametrelerinin artırılmasına ve kazı sırasındaki ikincil gerilme durumunun güvenli yönde değiştirilmesi veya bunlarda etkili olan olumsuz faktörlerin giderilmesine yardımcı olurlar. Bu amaçla çimento ve kimyasallar gibi diğer bağlayıcı enjeksiyonları, çivi, saplama ve ankraj düzenleri, kaya tıkaçları, kaya dübelleri, kaya donatıları, kaya askıları ve benzerleri uygulanır. Ayrıca yerüstü ve yeraltı suları da uzaklaştırılır. Kaya enjeksiyonlarının bir ön önlem olarak kazı öncesinde, olası kayma zonunu ve şev aynasını sağlamaştıracak şekilde kontrollü olarak tamamlanmış olması gerekir. Aksi takdirde, enjeksiyon basınçları şevi harekete geçirebilirler.

2 DONATILI KAYA YAPISI

2.1 Donatılı kayadaki teknik dayanım bölgeleri

Koruyucu, sağlamaştırıcı, iyileştirici ve gerektiğinde destekleyici önlem ve işlemlerle oluşturulan kalıcı nitelikteki güvenli bir şev, yarma ya da kazı duvarı yapım tekniği açısından gerçek bir kaya yapısıdır.



Şekil 4. Donatılı kaya imalatında oluşturulan değişik teknik dayanım bölgeleri.

Donatılı kayanın yüzüne en son aşamada çivi ve ankraj kafalarını örten bir koruma püskürtmesi uygulanır (Şek. 4, 1). Kohezyonu ve sürtünme açısı yüksek olan bu örtü harcının çelik ya da polimer liflerle hazırlanmış olması halinde çekme ve kesmeye karşı olan direnci de artırılmış olur. Göreceli mekanik parametrelerinin içsel sürtünme açısı dışında donatılı beton kabuktan %10-25 kadar daha düşük olması genelde işlevselliğinin sağlanması bakımından yeterlidir.

Püskürtme beton, çelik hasır ve gerektiğinde yatay çelik kuşaklarla güçlendirilmiş olan yüzey kaplaması şev yüzeyini boşluksuz örten, çivi ve ankrajlardan gelen noktasal yükleri de tüm alana yayan bir plakadır (Şek. 4, 2). Bu yüzeye yapılan eğrisel kaplamanın göreceli mekanik parametreleri betonarme perdenin eşdeğeridir.

Üçüncü zon, çatlak araları büyük ölçüde çimento şerbetiyle doldurulmuş ve yerleştirilen çivilerle parçaları birbirine bağlanmış olan iyileştirilmiş-sağlamaştırılmış kaya zonedir (Şek. 4, 3). Göreceli mekanik parametrelerinin donatılı beton kabuğun % 20-40'ı dolayında olması beklenir.

Örselenmemiş geri bölge (Şek. 4, 5) ile sağlamaştırılmış ön bölge arasında sıkışmış olan ve yeniden başlangıçtaki üç eksenli gerilme durumuna getirilen dördüncü bölge genelde arazinin ilk durumuna ait mekanik parametrelere sahiptir. İçinden geçen ankrajlar nedeniyle fazladan bir miktar kesme ve çekme dayanımı da oluşur.

2.1 Donatılı kaya yapımında çivi ve ankrajların görevi

Donatılı kaya, farklı uzunluk ve yönelimdeki çok sayıda kaya çivisi ve ankrajın birlikte çalıştırılması ile oluşturulan bir kaya yapısı türüdür. Bu imalatla kazı yüzeyine zaman geçirmeksizin 3-5 cm kalınlığında, olabilsen lifli püskürtme beton uygulanır. Daha sonra sırasıyla çiviler yerleştirilir. Bu amaçla çelik ya da yerine göre lifli (fiber) çubuklar kullanılır.

Prencip olarak kaya çivisi ve ankrajlar iki amaca hizmet eder: 1- Parçacıkları birleştirerek *kaya dokusunu sağlamaştırırlar* ve 2-destekleme basıncı oluşturarak *gerilme durumunu denetlerler*.

Kaya yüzeyindeki gevşemeler ve boşalmalar püskürtülen harç ile önlendikten sonra farklı yönlerde açılmış, derin olmayan (1-3 m) deliklere kancalı uçları 5 cm kadar dışarıda kalacak şekilde kaya çivileri yerleştirilir. Kancalara çelik hasırlar (Q188 veya Q221) asılır. Gerektiğinde kancaları birbirine bağlayacak ve böylece enine kuşaklar oluşturacak şekilde nervürlü çelik çubuklar serilir.

Bunların üstüne yeniden beton püskürtülür (10-15 cm). Serbestleşebilen, gevşemiş bloklar bu şekilde birbirine bağlanarak kaya dokusunun yüzeye yakın kesiminin yüksek nitelikli, betonarme bir kabuk ile örtülmesi ve içindeki parçaların birbirine kenetlenmesi sağlanır.

Sonuçta hem kayanın içsel parametreleri yükseltilmiş, hem de ona çekme gerilmelerini alabilme özelliği kazandırılmış olur. Bu şekilde sağlamlaştırılmış olan bölge (Şek. 4, 2-3), daha sonra, hala duraylıklar sorunları giderilememişse sağlam olan iç kesimlere (Şek. 4, 5) uzun ankrajlara gerdirilerek bağlanır.

Birinci grubu oluşturan saplamalar (kaya çivileri, blonlar), olabildiğince süreksizliklere, ya da süreksizliklerin arakesit doğrusuna dik olarak yönlendirilirler. Bunlar genelde $\Phi 26$ mm lik nervürlü çelikten yapılır. Kanca boyları çivinin uzunluğuna bağlı olarak 10-20 cm arasında olur. Uygulamada olabildiğince ekonomik, kolay ve hızla gerçekleştirilebilen imalat tarzı benimsenir. Çivi başlarına asla plaka konmaz. Çünkü beton ile donatının birlikte çalışması istenir. Deliklere doldurulan çimentolu harç çoğun yeterlidir. Gerekğinde enine ve dikine gömülü kuşaklar (gizli kiriş ve kolonlar) oluşturacak şekilde, kancaların içinden geçen $\Phi 20-26$ mm lik nervürlü çelik donatı da yerleştirilir. Böylelikle kazı yüzeyinde toplam kalınlığı yerine göre 1,5-3 metre arasında değişebilen ve ana malzemesi kaya olan bir taşıyıcı-destek yapısı ortaya çıkar (Şek. 4, 2-3. zonlar). Son aşamada şev dışına eğimli delikli dren boruları yerleştirilir ve yüzey koruma ve düzleme amacıyla da üstü yeniden püskürtme beton ile örtülür. Dren boruları gelen su miktarı ve peyzaj durumu dikkate alınarak son kat püskürtmenin içinden topuktaki hendeğe ya da toplama borusuna bağlanabileceği gibi doğrudan dışarıya da çıkarılabilir (Şek. 4, 1).

Çatlaklı ve/veya geçirimli bir ortam için hazırlanan şev projesinde ilk ve vazgeçilmez önlem, yerüstü suyunun girişini engellemek veya azaltmak ve yer altı suyunu en güvenilir şekilde uzaklaştırmaktır. Diğer bütün önlemler daha sonra gelir. Genelde 4. Zon üzerine yerleştirilen ve 1-2 ve 3. Zon karakterindeki “kafa hendeksiz bir donatılı kaya yapısı” yetersiz, eksik, kusurlu ve tehlikeli bir imalattır. Nitelikli ve başarılı bir sonuç için, imalat; kazı şevlerinde kazıyla birlikte yukarıdan aşağıya, sorunlu yamaçlarda ise aşağıdan yukarıya doğru yapılmalıdır. Büyük alan kaplayan yüksek şev ve yamaçlarda ise kesinlikle tüm yüzeye yayılan çalışma yapılmamalı, onun yerine parçalı ve atlamalı-topuklu iş düzenlemeleri planlanmalıdır. Bu bölgeleme işe başlamadan

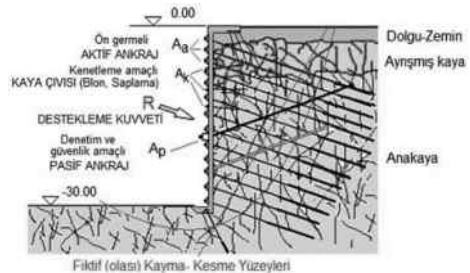
evvel titizlikle gerçekleştirilmiş olan Mühendislik Jeolojisi veri ve bilgilerine dayandırılmış olmalıdır.

Sefaköy Barajı ve HES’nin yamaç ve temel kazılarının çok dik şevlerinde bu ilkelerle uyumlu donatılı kaya uygulaması yapılmış ve özellikle sağ yamaçtaki yüksek kayma riski hiçbir sorunla karşılaşmadan tümüyle giderilmiştir (Şek. 5).

Donatılı kaya uygulamaları tek başlarına yeterli olabilmekle birlikte karmaşık jeolojik yapı ve koşulların bulunması durumunda, ön germeli etkin sistematik ankrajlama gerektiren kalıcı destek perdelerinin tamamlayıcısı da olabilirler (Şek. 6).



Şekil 5. Sefaköy Barajı gövde kazısı şevlerinde donatılı kaya uygulaması.



Şekil 6. Mahmutbey yol yarmasının sistematik ankrajlı perde imalatını bütünleyen donatılı kaya uygulaması ve pasif ankraj örneği.

Şekil 6'da sistematik ankrajın perde temeline aktardığı düşey kuvvet bileşeninin herhangi bir nedenle sürtünme ya da temel tepkime kuvvetleri tarafından karşılanamaması durumunda devreye girebilen bir pasif ankraj uygulaması da gösterilmiştir. Mahmutbey yol yarması dik perdelerinin özellikle yapım aşamasında bu durumla karşılaşmış ve birbirini izleyen düşey oturmalar sonucunda ortaya çıkan germe kuvvetlerindeki boşalmalar ve hareketler yukarıya yönlendirilen pasif ankrajlarla durdurulabilmiştir.

5 SONUÇLAR

Bu çalışmada tanıtılan uygulamalar alışılmış çivileme ve ankrajlama tekniklerinin dışına çıkan yeni bir kaya yapısı oluşturma anlayışının ürünüdür. Genelde delikli plakalar içinden geçirilerek somunlarla gerdirilen çubukların oluşturduğu destekleme basıncını temel alan uygulamalar doğal ortamı ve teknik önlemleri birlikte çalıştırmaktan çok doğal etkilere karşı direnmeyi öngörmektedir. Gerekli-gereksiz her yerde sorgulanmadan kullanılmakta olan bu germeli blonlar tünellerdeki kapanım sırasında zımbalanabilmekte, somunlar sıyrılarak ya da çubuklar koparak plakalar fırlatabilmektedir. Plakaların pürüzsüz alt ve üst yüzeyleri beton ile yeterince bağlanmadığından beton kabuk da kolayca hasar görebilmektedir.

Donatılı kaya ise bütünlük bir imalat şeklidir. Anlayış farklılığı, zonlandırılmış bir malzeme oluşturma düşüncesine, “yapay doğallık” sezgisine dayanmaktadır. Kaya, içine ekilen çok sayıdaki donatılarla çekme dayanımı olan kompozit bir yapı kazanmakta ve oluşturulan bu yeni ortam ikincil gerilmelere ve deplasmanlara karşı sıkışarak direnmektedir. Başka bir ifadeyle kayanın kendi malzemesi ile metrelerce kalınlığı olan donatılı bir destek duvarı oluşturulmuş olmaktadır.

Bu desteğin yetersiz kalması durumunda ise uçları gerideki sağlam kesimlere bağlanan ön germeli ya da pasif ankrajlarla ayrıca gereken önlemler alınabilmektedir.

TEŞEKKÜR

Sunuda tanıtılan donatılı kaya uygulamalarını projelerine aktararak kullanımının önünü açan EMAY Uluslararası Mühendislik Müşavirlik Şirketine, yaratılan çok sayıdaki yeni uygulama örneklerini doğrudan ve titizlikle uygulayan ve uygulatan GÜLSAN İnşaat ve Ticaret AŞ ile Cengiz İnşaat AŞ'ne ve başta TCK Genel Müdürlüğü olmak üzere bu yaklaşımları titizlikle

izleyen ve onaylarıyla destekleyen tüm kurum ve kuruluşlara teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

- Müller L., 1978. Der Felsbau, Dritter Band: Tunnelbau, Enke Verlag.
- Bieniawski Z.T., 1984. Rock mechanics design in mining and tunnelling, Balkema Publications, 112-120.
- Hoek, E., 1999. Putting numbers to geology-an engineer's viewpoint. Quarterly Journal of Engineering Geology & Hydrogeology, v.32, no. 1, 1-19.
- Ünal, E., Özkan, İ. and Ulusay, R., 1992. Characterization of weak, stratified and clay bearing rock masses. ISRM Symposium: Eurock'92 - Rock Characterization, 14-17 September 1992, Chester, U.K., J.A.Hudson (ed.), British Geotechnical Society, London, 330-335.
- Kocak B., 2006. Yeraltı kaya yapılarının denetimi ve yönlendirilmesinde uzman sistem oluşturulması, Doctorate Thesis, Istanbul Technical University, November 2006.
- Pine, R.J. and Harrison, J.P., 2003. Rock mass properties for engineering design. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, February 1, 2003; 36(1): 5 - 16.
- Vardar, M., and Eriş, İ. , 1995,. Effect of the discontinuities on the deformations developed in the supporting systems of Istanbul Subway Stations, Proceedings of the International Symposium on Ancors in Theory and Practice, A.A. Balkema, ISBN 905410577 1, 257-263, Salzburg.
- Vardar, M., Koçak. B., and Karaoğlu. H., 2005. Tunnel Portal Problems in Landslide Areas – Black Sea Highway Project, Turkey. Proceedings of The 31st ITA- AITES World Tunnel Congress, 7-12 343.
- EMAY, 2010. Hasdal TEM Cross Tunnel Geotechnical Report and Tunnel Stability Analysis Report, 2009-2010 Istanbul-Turkey.

ISRM Deney Yöntemleri: Geçmiş ve günümüz, gelişmeler, önerilmiş yöntemler için hazırlama ve değerlendirme ilkeleri

ISRM Suggested Methods (SMs): Past and present, developments, principles of preparation and evaluation for the SMs

R. Ulusay

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Beytepe, Ankara

ÖZET: 1960'lı yıllarda Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM)'nin kuruluşundan bu yana kaya mekaniği ve kaya mühendisliği alanlarında önemli bilimsel gelişmeler ve teknolojik ilerlemeler kaydedilmiştir. Özellikle kaya malzemesinin davranışının modellenmesi ve kaya kütleleri içinde veya üzerinde inşa edilen yapıların tasarımı bu gelişme ve ilerlemelerdeki başlıca hususlardır. Geliştirilen modeller, sınır koşulları ve malzeme özellikleri gibi girdi parametrelerine önemli düzeyde bağlıdır. Bu nedenle; herhangi bir saha, kaya kütlesi ve proje için bu girdi parametrelerinin nasıl tayin edileceği önem taşımaktadır. Bu husus gözetilerek, 1974'ten bu yana ISRM Deney Yöntemleri Komisyonu, çok sayıda çalışma grubunun katkısıyla kaya mekaniğinin değişik konularını içeren bir dizi Önerilmiş Yöntem'in geliştirilmesi için çaba harcamıştır. "Önerilmiş Yöntem" kavramı ISRM tarafından dikkatli bir şekilde seçilmiş olup, gerekiyorsa bu yöntemler herhangi bir projede standart olarak kullanılabilmeyle birlikte, standartları kastetmemekte ve daha ziyade kaya karakterizasyonu, deney ve izleme gibi kaya mekaniğinin çeşitli kavramlarıyla ilgili çalışmalarda kullanılacak yöntemleri açıklayan bir rehber niteliğindedir. Bu yöntemler; "Saha Karakterizasyonu", "Laboratuvar Deneyleri", "Arazi Deneyleri" ve "İzleme Teknikleri" olmak üzere dört ana gruba ayrılmaktadır. ISRM bu yöntemleri bir araya getirerek, sırasıyla 1981'de "Sarı Kitap" ve 2007'de "Mavi Kitap" olarak anılan Önerilmiş Yöntemler kitaplarını yayımlamıştır. Bu sunumda; ISRM tarafından önerilmiş yöntemlerin dünü ve bugünü, kaya mekaniği deneyleri konusundaki güncel eğilimler, Önerilmiş Yöntemlerin hazırlanmasına ilişkin genel ilkeler ile bunların değerlendirilmesinde izlenen aşamalar ve ISRM tarafından Önerilmiş Yöntemlere ilişkin yayınlar konusundaki son gelişmeler ana hatlarıyla verilerek tartışılmıştır.

ABSTRACT: Since the establishment of the International Society for Rock Mechanics (ISRM) in the 1960s, there have been important scientific developments and technological advances in both rock mechanics and rock engineering. Particularly, modeling of rock behavior and design of structures to be built in or on rock masses are the main issues in these developments and advances. The models developed considerably depend on the input parameters such as boundary conditions and material properties. For this reason, how to obtain these input parameters for a particular site, rock mass and project is important. Accordingly, since 1974, ISRM Commission on Testing Methods has spent big effort to develop a succession of Suggested Methods for different aspects of rock mechanics with the contribution of a number of working groups. The term "Suggested Methods" has been carefully chosen by the ISRM, and although, if required, they can be used as standards on a particular project, they are not standards; rather, they are intended as guidance explaining the recommended procedures to follow in the works associated with the various aspects of rock mechanics such as rock characterization, testing and monitoring. The Suggested Methods consist of four main groups: namely "Site Characterization", "Laboratory Testing", "Field Testing" and "Monitoring Techniques". ISRM combined these methods and published the books on Suggested Methods in 1981 and 2007 called the "Yellow Book" and "Blue Book", respectively. In this presentation; past and present of the ISRM Suggested Methods, recent trends in rock mechanics testing, general principles followed in developing the Suggested Methods and stages in their evaluation, and the recent developments related to the publications on ISRM Suggested Methods are briefly given and discussed.

Evaluation of squeezing potential in weak rock mass in Rudbar water transfer tunnel

K. Shahriar & Y. Karimi Laforaki

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

M. Halvaei

Dept, Mining, Petroleum and Geophysics Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

ABSTRACT: Squeezing ground may cause a series of difficulties such as instability at the face, the failing of supports due to high loads, under profiles caused by excessive deformation, extreme heterogeneity in the rock mass itself, ground water and the extensive convergences of the bored profile or destruction of the tunnel support. So, for tunneling in such circumstances must first investigate type and severity of the phenomena. Then, tunnel excavation method and support system should be determined. A universally applicable tunneling method suitable for all types of squeezing rock is not exist. Applied methods have to be adjusted to the local geological situation and stress field. This paper firstly discusses evaluation methods in the potential squeezing grounds and secondly discusses squeezing ground status in Rudbar Lorestan water transfer tunnel project located in Zagros Mountain, in Lorestan Province in Iran.

Keywords: Rudbar tunnel, Squeezing ground, empirical methods, semi empirical methods.

1 INTRODUCTION

Squeezing ground commonly refers to weak, plastic rock materials which displace into the tunnel excavation under the action of gravity and from the effect of stress gradients around the tunnel opening (Barla 2002). Squeezing rock slowly advances into the tunnel without perceptible volume increase.

The mechanics of squeezing ground involves a stress and deformation related phenomenon.

Rudbar Lorestan water transfer tunnel project located in Zagros Mountain, in Lorestan Province in Iran. Length of it is 2118 m and 8 m diameter.

There are three common methods to assess squeezing potential in rock masses including theoretical analytical models, empirical and semi-empirical methods.

The theoretical analytical approaches involve all closed form solution based methods and numerical methods. Determination of rock mass stress-strain behavior and its time dependent behavior is necessary.

Empirical methods are based on two parameters including Q rock mass classification system and

tunnel depth. Among them, the investigations carried out by Singh et al. (1992) should be noted.

The semi-empirical methods have focused on squeezing potential by using expected deformation of the rock mass surrounding the tunnel in a hydrostatic stress field. The common starting point of all these methods for quantifying the squeezing potential of rock is the use of the "Competency Factor", which is defined as the ratio of uniaxial compressive strength of rock to overburden stress. The models proposed by Jethwa et al. (1984), Aydan et al. (1993) and Hoek & Marinos (2000) are the most common ones to assess the squeezing potential semi-empirically.

In this paper, to assess squeezing potential in Rudbar water transfer tunnel, Empirical methods and semi-empirical methods are used.

2 ESTIMATION OF GROUND CONVERGENCE AND SQUEEZING POTENTIAL

According to the international society for rock mechanics, squeezing is: the time dependent large deformation which occurs around the tunnel and is

essentially associated with creep caused by exceeding a limiting shear stress (Barla 2002). This phenomenon usually takes place in water bearing weak rocks accompanied by high tunnel depth. The Rudbar water transfer tunnel due to passing through such ground conditions is susceptible to squeezing behavior. To estimate squeezing potential along the tunnel, 9 sections have been considered separately.

2.1 Empirical approaches

These empirical approaches are essentially based on geomechanical classification (RMR or Q systems), supported by the study of different case histories of tunnelling through squeezing ground (Singh et al. 1992, Goel et al. 1995) that enable to give demarcation lines to differentiate squeezing cases from non-squeezing cases by matching data on rock mass geomechanical classification and overburden. The time variable is not taken into account and the results are only qualitative.

2.1 Singh et al. Approach

Singh et al. (1992), based on the block analysis of several tunnels and classification schemes, have suggested the following relations for overburden. They calculated the equation of the line differentiate squeezing cases from non-squeezing cases, based on 39 case histories, by matching data on rock mass quality Q and overburden H as (Singh et al. 1992):

$$H = 350 Q^{1/3} [m] \quad (1)$$

and, σ_{cm} is rock mass uniaxial compressive strength:

$$\sigma_{cm} = 7\gamma Q^{1/3} [MPa] \quad (2)$$

$$(Q \leq 10, J_w = 1.0, \sigma_{ci} < 100 \text{ MPa})$$

Where, γ is the density of rock mass (t/m^3) and Q is the actual (post-construction) rock mass quality.

For squeezing conditions:

$$H >> 350 Q^{1/3} [m] \quad (3)$$

and for non-squeezing conditions:

$$H << 350 Q^{1/3} [m] \quad (4)$$

2.2 Semi-empirical approaches

These methods offer indicators for predicting

squeezing, but also providing some tools for the estimation of the expected deformation around the tunnel and/or the support pressure by using closed form analytical solutions for a circular tunnel in a hydrostatic stress field. The common starting point of all these methods for quantifying the squeezing potential of rock is the use of the “competency factor”, which is defined as the ratio of uniaxial compressive strength of rock/rock mass to overburden stress (Aydan et al., 1993), (Hoek & Marinos 2000). No time variable is taken into account in these methods.

2.2.1 Jethwa et al. approach

As mentioned above the degree of squeezing is defined by Jethwa et al. (1984) on the basis of the following (see Table 1) (Jethwa et al 1984):

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{P_0} = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \quad (5)$$

Where, σ_{cm} is rock mass uniaxial compressive strength, P_0 is vertical earth pressure, γ is rock mass unit weight and H is tunnel depth below surface.

Table 1. Classification of squeezing behavior according to Jethwa et al. (1984).

σ_{cm} / P_0	Type of behavior
< 0.4	highly squeezing
0.4 – 0.8	moderately squeezing
0.8 – 2.0	mildly squeezing
> 2.0	non-squeezing

2.2.2 Aydan et al. approach

Aydan et al. (1993), based on the experience with tunnels in Japan, proposed to relate the strength of the intact rock σ_{ci} to the overburden pressure γH given in Equation 1, by implying that the uniaxial compressive strength of the intact rock σ_{ci} and of the rock mass σ_{cm} are the same.

According to Aydan et al., squeezing conditions will occur if the ratio $\sigma_{ci} / \gamma H$ is less than 2.0. The fundamental concept of the method is based on the analogy between the stress-strain response of rock in laboratory testing and tangential stress-strain response around tunnels. As illustrated in Figure 1, five distinct states of the specimen during loading are experienced, at low confining stress. The following relations are defined which give the normalized strain levels η_p , η_s , and η_f (Khademi hamidi 2008):

$$\begin{aligned}
\eta_p &= \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_{ci}^{-0.17}, \\
\eta_s &= \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_{ci}^{-0.25}, \\
\eta_f &= \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_{ci}^{-0.32}
\end{aligned} \tag{6}$$

Where, ε_p , ε_s and ε_f are the strain values shown in Figure 2a, as ε_e is the elastic strain limit.

Finally, based on the ratio $\varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e$ (ε_θ^a and ε_θ^e are the strain level around a circular tunnel in a hydrostatic stress field and the elastic strain limit for the rock mass), five different degrees of squeezing are defined.

These parameters are derived from the following equations:

$$\varepsilon_\theta^a = \frac{u}{r}, \quad \varepsilon_\theta^e = \frac{1+\nu}{E} \frac{\sigma_{cm}}{2} \tag{7}$$

Where, u is radial displacement of tunnel wall, r the tunnel radius, ν poisson's ratio and E Young's modulus.

2.2.3 Hoek and Marinos approach

Hoek in 1998 used the ratio of the rock mass uniaxial compressive strength σ_{cm} to the in situ stress P_0 as an indicator of potential tunnel squeezing problems (Barla 2001). Hoek & 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

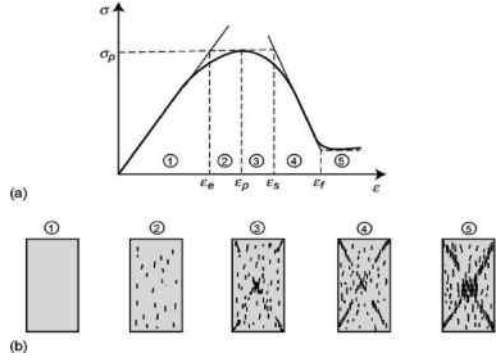


Figure 1. Idealized stress-strain curve and associated states for squeezing rock (Aydan et al. 1993).

ε_θ^a given by Aydan et al. against the ratio σ_{cm}/P_0 can be used effectively to assess tunneling problems under squeezing conditions.

Hoek (2001), 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 :

$$\varepsilon_t (\%) = 0.15 \left(1 - \frac{P_i}{P_0}\right) \left(\frac{\sigma_{cm}}{P_0}\right)^{-(1+3\frac{P_i}{P_0})} (0.54 + 3.8 \frac{P_i}{P_0}) \tag{8}$$

A comparison of squeezing conditions suggested by Hoek (2001) and Aydan et al. (1993) is presented in Table 2.

Table 2. Classification of squeezing behavior according to Aydan et al. and Hoek and Marinos approaches (Singh et al. 2007).

Class number	Aydan et al.		Hoek and Marinos	
	Squeezing level	Tunnel strain	Tunnel strain (%)	Squeezing level
1	$\varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e \leq 1$	No squeezing	$\varepsilon_t < 1$	Few support problems
2	$1 < \varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e \leq \eta_p$	Light squeezing	$1 < \varepsilon_t < 2.5$	Minor squeezing problems
3	$\eta_p < \varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e \leq \eta_s$	Fair squeezing	$2.5 < \varepsilon_t < 5$	Severe squeezing problem
4	$\eta_s < \varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e \leq \eta_f$	Heavy squeezing	$5 < \varepsilon_t < 10$	Very severe squeezing problem
5	$\eta_f < \varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e$	Very heavy squeezing	$10 < \varepsilon_t$	Extreme squeezing problem

3 CASE STUDY

3.1 Project description and geology

Rudbar Lorestan Dam is situated on Rudbar River (one of the main branches of east Dez River) 100 km south of Aligoodarz city in Lorestan province and within the territory of Zagros chain of mountains in west of Iran. This region has a highly rough and tectonic topography. Rudbar water transfer tunnel passes through several formations with rock mass quality varies from poor to good, with RMR ranging from 33 to 70. Based on the field engineering geological investigations the main lithological units consist of Dolomite, shale, limestone and marl layers. The maximum depth of tunnel is 400 with the average depth equal 182 m.

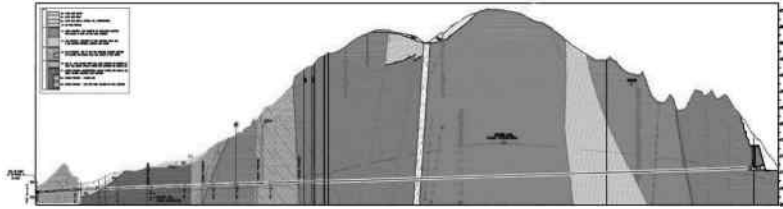


Figure 2. Longitudinal geological profile of Rudbar water transfer tunnel.

Table 3. Geological information of rudbar water transfer tunnel.

Section No.	Chainage (km)		Length (m)	Rock type	Geological formation	Average overburden (m)
	From	To				
1	0 + 000	0 + 249	249	Dolomitic/limestone	Dalan	200
2	0 + 249	0 + 417	168	Dolomitic/limestone	Sarvak	200
3	0 + 417	0 + 559	172	Marl limestone/shale	Garu	300
4	0 + 559	1 + 049	490	Dolomitic/limestone	Sarvak	200
5	1 + 049	1 + 064	15	Limestone	CHF	340
6	1 + 064	1 + 718	654	Marl limestone/shale	Dalan	200
7	1 + 718	1 + 738	20	Marl/limestone/shale	SBF	100
8	1 + 738	1 + 783	45	Marl/limestone/shale	Mila	70
9	1 + 783	2 + 118	335	Marl/Shale/ Dolomite	Hormoz	35

Table 4. Definition of rock mass classes along the headrace tunnel.

Rock class	Rock type	Geological formation	Q	GSI	Ave. GSI	Ave. Overburden (m)	Ave. USC (MPa)	mi
I	Dolomitic limestone, Limestone	Dalan, Sarvak	3 <	55 - 65	60	200	50	12
II	Marl limestone with shale intercalations	Garu, Mila	1 - 3	45 - 55	50	70 - 300	50	10
III	Marl, Shale, Dolomite	Hormoz	0.3 - 1	30 - 50	40	35	35	6
IV	Fault zone	-	< 0.3	25 - 35	30	100 - 340	10	6

The groundwater level varies from -20 to 80 m above the tunnel crown. The typical geological and geotechnical conditions of the project are illustrated in Figure 2.

3.2 Estimation of ground convergence and squeezing potential along tunnel

To estimate the squeezing potential of the Roudbar water transfer, we utilized the empirical method (Singh et al approach) and semi-empirical methods (Aydan et al, to Jethwa et al and Hoek and Marinos approaches) and compared these results obtained. Table 3 and 4 shows geological information definition and rock mass classes along of rudbar water transfer tunnel. The results obtained from different methods are represented in Tables 5 to 9.

Table 5. Squeezing potential according to Singh et al. approach.

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Q	3	3	2	3	0.1	3	0.1	2	0.6
Average overburden (m)	200	200	300	200	340	200	100	70	35
Squeezing level	non-squeezing	non-squeezing	non-squeezing	non-squeezing	squeezing	non-squeezing	non-squeezing	non-squeezing	non-squeezing

Table 6. Max. Radial displacement in different sections and Squeezing potential according to Aydan et al approach.

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Max. Disp. Vectors (mm)	12	16	18	21	321	24	305	16	17
$\mathcal{E}_\theta^a$	0.3	0.4	0.45	0.525	8.025	0.6	7.625	0.4	0.425
$\mathcal{E}_\theta^e$	0.26	0.46	0.46	0.26	0.65	0.46	0.65	0.46	1.187
$\mathcal{E}_\theta^a / \mathcal{E}_\theta^e$	0.154	0.870	0.978	2.01	12.346	1.304	11.73	0.869	0.358
Squeezing level	No squeezing	No squeezing	No squeezing	Fair squeezing	very heavy squeezing	Light squeezing	very heavy squeezing	No squeezing	No squeezing

Table 7. Squeezing potential according to Jethwa et al approach.

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ_{cm} / P_0	0.93	0.93	0.62	0.93	0.1	0.93	0.37	2.65	3.7
Squeezing level	mildly squeezing	mildly squeezing	moderately squeezing	mildly squeezing	highly squeezing	mildly squeezing	highly squeezing	non-squeezing	non-squeezing

Table 8. Squeezing potential according to Hoek and Marinos approach.

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\mathcal{E}_t (\%)$	0.152	0.152	0.944	0.152	237.040	0.152	24.581	0.064	0.103
Squeezing level	Few support problems	Few support problems	Few support problems	Few support problems	Extreme squeezing problem	Few support problems	Extreme squeezing problem	Few support problems	Few support problems

Table 9. Summary of evaluated squeezing potential based on different methods.

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Singh et al	Non	Non	Non	Non	Squ	Non	Non	Non	Non
Aydan et al	Non	Non	Non	Fair	Very Heavy	Light	Very Heavy	Non	Non
Jethwa et al	Mildly	Mildly	Moderately	Mildly	Light	Mildly	Highly	Non	Non
Hoek and Marinos	Few support problems	Few support problems	Few support problems	Few support problems	Extreme squeezing problem	Few support problems	Extreme squeezing problem	Few support problems	Few support problems

Non: Non-squeezing, Squ: squeezing, Fair: Fair squeezing, Very Heavy: Very heavy squeezing, Light: Light squeezing, Mildly: Mildly squeezing, Moderately: Moderately squeezing, Highly: Highly squeezing

4 CONCLUSIONS

Assessment of squeezing potential of tunnels in jointed rocks is an important aspect in the tunnel design and construction. In our estimation of squeezing potential for the Rudbar water transfer tunnel, as shown in Table 9 we found that because of

the high degree of variability inherent in the geomechanical properties of fault zone rock mass, empirical and semi empirical solutions are helpful design aids; however, these should be utilized with engineering judgment.

REFERENCES

- Barla, G., 2002, Tunnelling under squeezing rock conditions. Department of structural and geotechnical engineering, Politecnico di Torino.
- Khademi hamidi, J. Bejani, H. Shahriar, and K. Rezai, B., 2008, Assessment of Ground Squeezing and Ground Pressure Imposed on TBM Shield. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India.
- Panthi, K. and Nilsen, B., 2007, Uncertainty analysis of tunnel squeezing for two tunnel cases from Nepal Himalaya. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 44.
- Farrokhi, E. Mortazavi. A. and Shamsi, Gh., 2006, Evaluation of ground convergence and squeezing potential in the TBM driven Ghomroud tunnel project. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21.
- Yassaghi, A., and Salari-Rad, H., 2005, Squeezing rock conditions at an igneous contact zone in the Taloun tunnels, Tehran-Shomal freeway, Iran: a case study. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 42.
- Goel, P.K. Jethwa, J. L. and Paithankar, A.G., 1995, An empirical approach for predicting ground condition for tunneling and its practical benefits. In *Proceedings of the 35th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Daemen, J.K., and Schultz, R.A. (eds).
- Singh, M. Singh, B. and Choudhari, J. 2007, Critical strain and squeezing of rock mass in tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology* 22.
- Hoek, E. and Marinos, P., 2007, Prediction tunnel squeezing problem in weak heterogeneous rock masses. *Tunnel and tunnelling international*.
- Singh, Bhawani, Jethwa, J. L., Dube, A. K. and Singh, B., 1992, Correlation between observed support pressure and rock mass quality. *Int. J. Tunnelling & Underground Space Technology*, Pergamon, 7.
- Aydan, Ö. Akagi, T. and Kawamoto, T., 1993, The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction. *Rock Mec. Rock Eng.*, 2.
- 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.Hudson eds.
- Hoek, E., 2001, Big tunnels in bad rock 2000 Terzaghi Lecture ASCE. *Journal of Geotechnic and Geoenvironmental Eng.* 127 (9), 726-740.

Analysis of progressive failure of hard rock pillars in Fetr6 Chromite Mine by empirical methods

S. Dehghan

Department of Mining Engineering, Science and Research branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

K. Shahriar

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

P. Maarefvand

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

K. Goshtasbi

Department of Mining Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.

ABSTRACT: Fetr6 is an underground mine operated by stope and pillar method. At the end of the primary mining, there was some evidence of pillar instability. To provide desired safety level, the roofs of rooms were supported by shotcrete and rock bolts. In addition, some concrete pillars with the dimension of 12x4x4 m were designed and the first concrete pillar was built between the remained pillars. Despite all the aforementioned efforts, no improvements were observed in stability conditions of remained pillars. Finally, all pillars failed which led to the destruction of 4000 m² of the mine. This paper covers the complete description of this phenomenon and its reasons investigated using empirical methods. Different parameters such as extraction ratio, applied stress on pillars, pillar strength and total safety factor were estimated before and after failure of each pillar and their relationships were shown graphically. Also, the effect of mentioned parameters and pillar dimensions on this phenomenon was investigated. The results show that after the 5th pillar failure, the total safety factor of mine decreased to 1.2. In addition, researches indicate that W/H ratio less than 1, the lack of ore extraction strategy and inadequate roof support are the major reasons for this failure.

1 INTRODUCTION

The Faryab mines are located at 143 km northeast of the town of Bandar- e-Abbas, in the boundary of Kerman and Hormozgan provinces. The Faryab chromite deposit is the main chromite deposit in Iran and one of the known chromite deposits in the entire world. This deposit includes 6 surface and 3 underground mines but operation in open pit mines was ceased sometime ago and all activities are concentrated on underground mines. From of all underground mines in the area, Fetr6 is the biggest. Exploration investigations showed that ore reserve in this mine is more than the total reserve of other mines. The ore body of this mine is divided into 3 zones called Phases 1, 2 and 3. In Phase 1, after the completion of the primary mining, pillars started to be recovered. At the same time, conceptual design and preliminary exploration were being carried out in phases 2 & 3, respectively.

Figure 1 shows a general plan of chromite pillars in phase 1 with irregular pillar configurations. Table 1 summarizes the geometry of pillars determined by field surveying.

As can be seen, rooms and remained pillars have irregular shapes and all pillars have a W/H ratio less than 1 which was because of the lack of an appropriate extraction strategy and the excessive ore extraction. The ore extraction ratio was approximately 56% after the first mining was completed. To achieve higher ratio of ore extraction, a decision was made to recover remaining pillars. The use of shotcrete and resin rock bolts had been considered for roof support to reduce the risk of damage in secondary mining of phase 1 and provide the desired safety level. For the fact that considered roof support was not done in an appropriate time and pillars were recovered by unconventional methods, they have a bad stability conditions. To prevent the total failure of pillars, several concrete pillars (CP) with the dimension of 12x4x4 m were designed which had never been practiced in other underground mines. Therefore, the first pillar was made in the Fetr6 mine layout. Figures 2 and 3 indicate the proposed layout of CP and a closed view of the first constructed pillar. It took 60 days to construct the first CP for there were technical and executive problems. Unfortunately, it did not help roof stability.

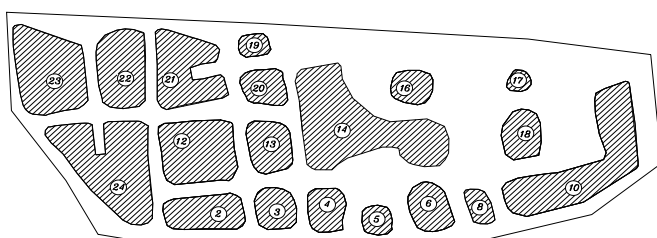


Figure 1. The layout of pillars at the end of primary mining in Fetr6 underground mines (Faryab Co. 2008).

Table 1. Geometry of pillars in Fetr6 underground mine.

Pillar No	Pillar Geometry				Volume	Effective width*	W/H
	Area	Side length	Height	Circumference			
	m ²	m	m	m	m ³	m	--
2	63	12	12	32	756.0	7.9	0.7
3	36	6.2	12	22	432.0	6.5	0.5
4	36	5.5	12	23	432.0	6.3	0.5
5	19	4.6	12	17	228.0	4.5	0.4
6	42	6	12	24	504.0	7.0	0.6
8	18	3.5	12	17	216.0	4.2	0.4
10	166	12.88	12	72	1992.0	9.2	0.8
12	108	11	12	40	1296.0	10.8	0.9
13	50	6.4	12	26	600.0	7.7	0.6
14	213	14.59	12	73	2556.0	11.7	1.0
16	30	6.3	12	20	360.0	6.0	0.5
17	10	3.7	12	12	120.0	3.3	0.3
18	40	6	12	24	480.0	6.7	0.6
19	15	4.6	12	15	180.0	4.0	0.3
20	35	6.3	12	22	420.0	6.4	0.5
21	100	10	12	50	1200.0	8.0	0.7
22	86	7.2	12	36	1032.0	9.6	0.8
23	130	10.2	12	44	1560.0	11.8	1.0
24	170	10.8	12	65	2040.0	10.5	0.9

*It is described in Equation (5).



Figure 2. The layout of concrete pillars between remained pillars in Fetr6 underground mine (Faryab Co. 2008).



Figure 3. A view of concrete pillar in Fetr6 underground mine (Faryab Co. 2008).

Eventually, after the failure of pillar No.19, other pillars failed progressively and 4000 m² of mine collapsed within a few minutes. Also, ground subsidence was observed and mining operations ceased in phase1, consequently.

2 PROBLEM DEFINITION

As mentioned previously, a large scale failure occurred in one of the most important Iranian underground mines. It is necessary to study this phenomenon as there was no incident of it before in Iranian mines. Accordingly, widespread and thorough studies were carried out to have a better understanding of it and its reasons which can help to prevent such a problem from happening in other mines of Iran

3 PROCEDURE OF STUDY

Although there are numerical methods to investigate this problem, conventional methods for designing pillars in underground mines are fundamentally based on empirical formulas which are still used considerably. As a result, the reasons of this phenomenon were investigated by these methods. To obtain these goals, strength of pillars, safety factor and applied stress on each pillar were estimated for real conditions before and after the incident of this phenomenon. In addition, the effect of ore extraction ratio was investigated on above mentioned parameters. In this paper, a brief description of these studies is presented.

Following steps should be taken to use empirical methods:

- Estimation of load on pillars

- Determination of pillar strength
- Calculation of safety factor

3.1 Estimation of load on pillars

A number of approaches are available for estimating the pillar load or, more correctly, the average pillar stress. The two major ones are the tributary area approach and the elastic deflection theory. The simplest approach to determine the pillar load is the tributary area theory in which it is assumed that stress is distributed on pillars uniformly and each pillar undergoes a part of overburden weight. In Figure 4, the concept of this theory is shown for square pillars.

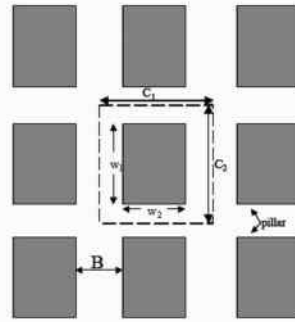


Figure 4. The concept of tributary area theory for square pillars [Brady & Brown 1993, Whittaker & Reddish 1989).

Although this theory was generally developed to estimate the load on square pillars, it can be used for circular and even irregular-shape pillars. In stope and pillar mining method, with irregular configuration of pillars, the average vertical stress, σ_p , is given by following equation (Hoek & Brown 1980):

$$\sigma_p = \gamma \times H \cdot \left(\frac{\text{Rock column area}}{\text{Pillar Area}} \right) \quad (1)$$

Where σ_p is average vertical stress on pillars, γ is overburden unit weight, H is mine depth and "Pillar area" and "rock column area" were indicated as in Figure 5.

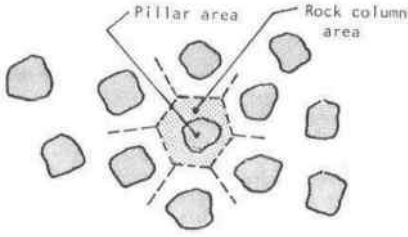


Figure 5. The concept of tributary area theory for irregular-shape pillars (Hoek & Brown 1980).

Using equation 1 and considering pillar characteristics, the load on each pillar was estimated at the end of the primary mining. The results are shown in Table 2.

3.2 Estimation of pillar strength

Pillar strength is a major consideration in designing room and pillar mine layout in view of the need to satisfy safety against large scale failure which could arise from over-loading the pillars. There is a large literature on pillar strength estimation, much of it empirical. In this research, pillar strength was estimated by using different formulas and the results were compared with field observations. Consequently, it seems that the result which was obtained from Madden (1988) Formula has the best compatibility with real pillar strength in Fetf6 mine. Madden reported on a modified Salamon-Munro Formula which is of the following form (Bieniawski 1992):

$$\sigma_p = \sigma_1 \times \frac{5^{0.5932}}{V^{0.0667}} \left(\frac{0.5932}{25} \left[\left(\frac{W}{5h} \right)^{2.5} - 1 \right] + 1 \right) \quad (2)$$

Where σ_p and σ_1 is the pillar strength and critical size strength of pillars in MPa, respectively, V is pillar volume, W is pillar width and h is pillar height, all in meters. The concept of critical-size strength for rock masses is very important in practical design (Bieniawski 1968, Galvin 1992). The critical size is defined as that specimen size at which a continued increase in specimen width causes no significant decrease in strength. The critical size strength can be satisfactorily achieved by the following equation (Bieniawski 1992, Farmer 1992)

$$\sigma_1 = K/\sqrt{h} \quad (3)$$

In the above equation, the constant k must be determined for the actual pillar material and is obtained as shown by Gaddy(1956):

$$K = \sigma_c \times \sqrt{D} \quad (4)$$

Where σ_c is uniaxial compressive strength of rock specimens tested in the laboratory having a diameter or cube size dimension D (in inches).

It is no longer accepted that the strength of rectangular pillars equals the strength of square pillars. For rectangular pillars, three expressions are available for the effective pillar width but the most practical formula is Wagner formula as follows (Bieniawski 1992, Farmer 1992)

$$W_{eff} = 4 \times A/C \quad (5)$$

Where A is pillar area and C is pillar circumference. According to equations 2 to 5 and the pillar geometry which is illustrated in Table 1, the strength of all pillars were estimated. The results are summarized in Table 3.

3.3 Determination of safety factor

There is no instruction of specific rules to determine safety factor. There are many recommendations by different researchers which should only be regarded as a guide such as Holland (1964), Obert & Duvall (1967), Salamon et al (1967), Wang et al (1977) and Bieniawski (1983) that recommended safety factor to be in range of 1.3- 2 rarely to 4. But it is better to take local mining experience into consideration (Bieniawski 1992, Farmer 1992 & Galvin 1992). So, the safety factor 1.5 was taken as a design safety factor, in Fetf6 mine. It is clear that, when the calculated safety factor of each pillar was less than 1.5, it was considered that failed.

Regarding estimated stress and strength of each pillar (Tables 2 and 3), their safety factor was determined separately. The achieved results are illustrated in Table 4.

Table 2. Estimation of applied stress on pillars by tributary area theory before collapse.

Pillar No	Rock Column Area m ²	Pillar Area m ²	Applied Stress MPa	Pillar No	Rock Column Area m ²	Pillar Area m ²	Applied Stress MPa
2	113	63	8.9	16	151	30	25.0
3	74	36	10.2	17	84	10	41.7
4	71	36	9.8	18	162	40	20.1
5	60	19	15.7	19	60	15	19.9
6	78	42	9.2	20	68	35	9.7
8	53	18	14.6	21	168	100	8.3
10	339	166	10.1	22	134	86	7.7
12	155	108	7.1	23	192	130	7.3
13	96	50	9.5	24	234	170	6.8
14	396	213	9.2				

Table 3. Estimation of strength of pillars in Fetr6 underground mine.

Pillar NO	Effective width m	Critical Strength kPa	Pillar Strength MPa	Pillar NO	Effective width m	Critical Strength kPa	Pillar Strength MPa
2	7.9	14980.3	19.1	16	6.0	14980.3	20.1
3	6.5	14980.3	19.8	17	3.3	14980.3	21.6
4	6.3	14980.3	19.8	18	6.7	14980.3	19.7
5	4.5	14980.3	20.7	19	4.0	14980.3	21.0
6	7.0	14980.3	19.6	20	6.4	14980.3	19.9
8	4.2	14980.3	20.8	21	8.0	14980.3	18.5
10	9.2	14980.3	17.9	22	9.6	14980.3	18.7
12	10.8	14980.3	18.5	23	11.8	14980.3	18.3
13	7.7	14980.3	19.4	24	10.5	14980.3	17.9
14	11.7	14980.3	17.7				

Table 4. Calculation of safety factor of pillars at the end of primary mining.

Pillar No	Pillar Strength (MPa)	Applied Stress (MPa)	Safety Factor	Pillar No	Pillar Strength (MPa)	Applied Stress (MPa)	Safety Factor
2	8.9	19.1	2.1	16	25	20.1	0.8
3	10.2	19.8	1.9	17	42	21.6	0.5
4	9.8	19.8	2.0	18	20	19.7	1.0
5	15.7	20.7	1.3	19	20	21.0	1.1
6	9.2	19.6	2.1	20	10	19.9	2.1
8	14.6	20.8	1.4	21	8	18.5	2.2
10	10.1	17.9	1.8	22	8	18.7	2.4
12	7.1	18.5	2.6	23	7	18.3	2.5
13	9.5	19.4	2.0	24	7	17.9	2.6
14	9.2	17.7	1.9				

Comparing the calculating results and design safety factor indicates that pillars No.5, 8,16,17,18 and 19 had failed at the end of the primary mining stage. Apparent evidence also confirms the validity of this claim. The actual condition of pillar No.19 is shown in Figure 6. The vertical cracks and wedges with different sizes illustrate that this pillar has completely failed. Other pillars have had the same conditions.



Figure 6. Condition of Pillar No.19 in phase 1 of Fetr6 underground mine (Faryab Co. 2008).

3.4. Failure description

After pillar No.19 failed, other pillars such as No.17, 16 & 18 failed one after another progressively which led to the destruction of some 4000 m² area of this mine, consequently. Ground subsidence was observed and mining operations ceased in phase1. As mentioned in previous section, the ore extraction

ratio was approximately 56% before failure thus it can be noted that due to mine collapse, 44% of ore were lost.

For detailed investigation, the following issues were considered when each pillar failed:

- The volume of pillar was added to the extracted ore volume and the total extraction ratio has increased
- The area of pillar was deduced from the total area of pillars, thus overall applied stress on remaining pillars increased according to equation 1.
- The strength of failed pillar was considered zero. So, average strength of pillars was reduced.
- The re-distributed stresses on its neighboring pillars were estimated by tributary area theory
- The safety factor of each pillar was updated from its applied stress.

Thus, total area extraction ratio, the overall stress, pillar stress concentration factor (Overall stress to average stress) and total safety factor were estimated with failure of each pillar. These calculations were repeated until 85% of pillars were eliminated from mine layout. The relation between area extraction ratio with pillar stress level and total safety factor are shown in Figures 7 and 8 graphically. According to Brady (Brady & Brown 1993), the Figure 8 also illustrates that for small change in extraction ratio, when operating at high extraction ratio, it can be seen the high incremental change in pillar stress level.

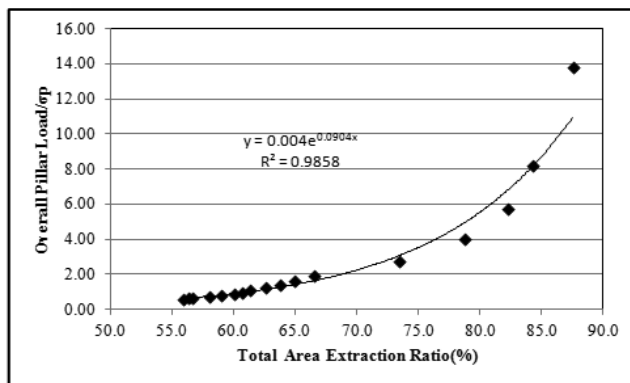


Figure 7. Variation of pillar stress concentration factor with area extraction ratio.

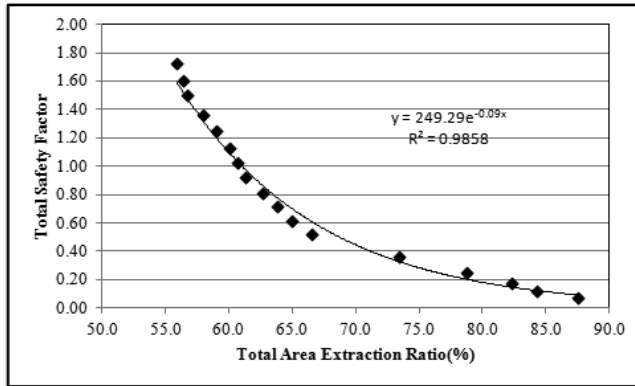


Figure 8. The relation between total safety factor and area extraction ratio.

Figure 8 shows that the total safety factor of mine decreased to 1.2, when the 5th pillar failed. It seems that the mode of pillar failure has become to roof collapse and this can be expressed as mine failure. Although this is a little pessimistic, it is possible. Variation of applied stress on each pillar was determined as a function of failure sequence of pillars by tributary area, too. Figure 9 illustrates these variations graphically for pillar No 10, 12 and 23.

According to Figure 9, pillars can be divided into three groups as follows:

- Pillars that are located at the failure zone(such as pillar No.10)
- Pillars that are located near the failure zone(such as pillar No.12)
- pillars that are located outside the failure zone(such as pillar No.23)

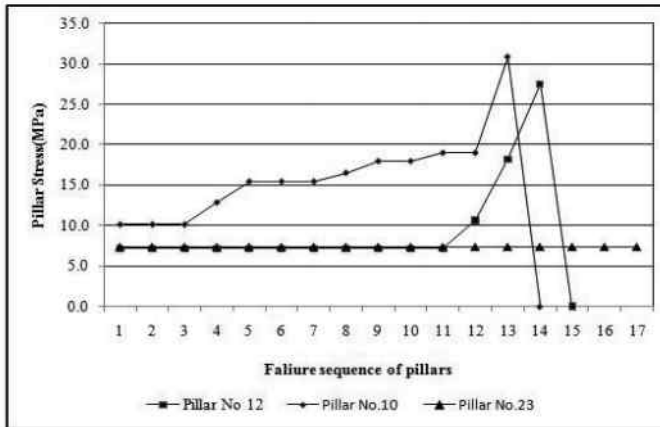


Figure 9. The variation of pillar stress with failure sequence of pillars.

An incremental increase of stress which re-distributed in remaining pillars was seen in the first group. In second group, no increase in stress of pillars was seen but when failure developed to these pillars or neighboring pillars, the stress level increased.

In the third group, not only were there any incremental changes in pillar stress level but also pillar stress was constant before, during and after the failure.

4 CONCLUSION

In this research, the development of failure of pillars in Fetr6 underground mine was analyzed by empirical methods and different parameters such as extraction ratio, pillar dimensions, pillar strength, stress on pillars, total safety factor and pillar position were determined before and after failure of each pillar. Also their relationships were shown graphically. In addition, the effect of mentioned parameters on this phenomenon was investigated. Regarding pillar position than failure zone, pillars were divided into three categories and variation of pillar stress with failure sequence of pillars was recorded by empirical methods.

The results show that when pillar No.19 failed, the stress which carried was transferred to other pillars which led to failure of other pillars one by one, progressively. Also, the total safety factor of mine decreased to 1.2, when the 5th pillar failed. According to these results, it can be expressed that mode of pillar failure has changed to large scale collapse.

In addition, the field survey, before failure, shows that the W/H ratios of all pillars are less than 1 which was as a result of the lack of a proper extraction policy and the too much ore extraction. Regarding the effect of this parameter (W/H ratio) on strength of pillar, it seems that it is the major reason for pillar failure.

In addition, failure in this mine shows that concrete pillars could not improve stability conditions of remained pillars, in spite of their high strength. It could be due to their small sections and it seems that if they had been replaced with cemented backfill pillars which have large volume and low cement content, the mine would have had a better stability conditions.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to express their sincere appreciation to Mr. Mohammadkhani, project manager of Fetr6 mine for his generous support and guidance throughout the study program.

REFERENCES

- Bieniawski, Z.T., 1968. The effect of specimen size on compressive strength of coal. *Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci.*, vol. 5, 325-335.
- Bieniawski, Z.T., 1983. New design approach for Room-and-Pillar coal mines in the USA. *Proceedings 5th International Congress Rock Mechanics*, Balkema, Rotterdam, E27-E36.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. J.Wiley, New York.
- Bieniawski, Z.T., 1992. Ground Control. Ch. in *Mining Engineering Handbook*, 2nd ed., H.L. Hartman, ed. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton, CO, 897-937.
- Brady, B. H. G. and Brown, E. T., 1993. *Rock Mechanics for Underground Mining*. Kluwer Academic Pub., Boston, 1993, 571 pp.
- Farmer, I. W., 1992. Room and Pillar Mining. Ch. In *Mining Engineering Handbook*. 2nd ed., H.L. Hartman, ed. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Littleton, CO, 1681-1701.
- Faryab Company, Ltd, 2008. Fetr-6 underground mine design, Technical report.
- Gaddy, F.L., 1956. A study of the ultimate strength of coal as related to absolute size of the cubical specimens Tested. *Virginia Polytechnic Institute Bulletin*, Series No. 112, 1-27.
- Galvin, J., 1992. A review of coal pillar design in Australia. Paper in *Proceedings of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design*, U.S. Bureau of Mines Inform. Circular 9315, 196-213.
- Hoek, E. and Brown, E. T., 1980. *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 pp.
- Holland, C.T., 1964. The strength of coal Pillars. *Proceedings 6th US Symposium on Rock Mechanics*, University of Missouri, Rolla, 450-466.
- Madden, B.J., 1988. The performance of coal pillars designed to the Squat Pillar formula. *Proceedings 29th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Balkema, Rotterdam, 699-708.
- Obert, L. and Duvall, W.I., 1967. *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. Wiley, New York, 542-545.
- Salamon, M.D.G. and Munro, A.H., 1967. A Study of the strength of coal pillars. *Journal of South African Institution of Mining and Metallurgy*, Vol. 68, 55-67.
- Sheorey, P. R., Barat, D., Mukherjee, K. P., Prasad, R. K., Das, M.N., Banerjee, G. and Das, K. K., 1995. Application of the yield pillar technique for successful depillaring under stiff strata. *Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci. & Geomech.*, vol. 32, No. 7, 699-708.
- Wang, F.D., Skelly, W.A. and Wolgamott, J., 1977. In-situ coal pillar strength study. *Proceedings 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, Keystone, CO, 2B5-1:9.
- Whittaker, B.N. and Reddish, D.J., 1989. Subsidence, occurrence, prediction and control. Chapter 9, Elsevier Science Publishers, 173-201.

Ankara-İstanbul hızlı tren projesi 2. etap 26 no'lu tünelin TBM kazı performansının $Q_{t\text{bm}}$ metodu ile tahmini

Performance evaluation of TBM excavation for tunnel no.26 at phase 2 of Ankara-İstanbul high speed rail way Project using Q_{TBM} method

Evren Poşluk

TCDD 2.Demiryolu Yapım Grup Müdürlüğü, Bozöyük / Bilecik

Altay Erten

Fugro Sial Yerbilimleri Müh ve Müh. Ltd., Ankara

Mustafa Korkanç

Niğde Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 51240 Niğde

Reşit Yücel Pilatin

M. Kenan Kaya Müh. Müh. Ltd., Ankara

Elif Apaydın Poşluk

İstanbul Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34320 İstanbul

Eren Arıca

TCDD Genel Müdürlüğü, Demir Yolları Yapım Dairesi, 06050 Gar/Ankara

ÖZET: 26 Nolu tünelin ikinci aşama kazısına Ekim 2009 tarihinde NATM ile başlanmıştır. Tünelin ilk 297 metrelik kısmı grafit ve mika şistler içerisinde 2 m/gün'lük ilerleme hızı ile tamamlanmıştır. Sonradan yapılan ek jeolojik ve jeoteknik araştırmalar ışığında NATM kullanılarak ulaşılan düşük ilerleme hızının cevapları ve TBM performansı QTBM metodu ile hesaplanmaya çalışılmıştır. Grafit ve Klorit şistlerde çalışacak olan 13.77 m. çapındaki TBM için ilerleme hızı 8.35 m/saat ve anlık ilerleme hızı 0.75 m/saat olarak hesaplanmıştır. Bu da tünelin 1 yıl içerisinde Temmuz 2012 tarihinde biteceğini göstermektedir.

ABSTRACT: Excavation of Tunnel No.26 in second phase started on October 2009 by using NATM method. The first 297meters of the tunnel were completed with a rate of 2 m/day in mica and graphit schists. In the light of additional geological and geotechnical investigations, the answers of the low penetration rate boring with NATM method tried to be high lighted and the performance of the TBM is estimated by QTBM method. By using this method the penetration rate is calculated as 8.35 m/hr and the advanced rate is calculated as 0.75 m/hr forthe 13.77 meter tunnel boring machine driving in graphit and chlorite schists. This points out that the tunnel will be completed within one year, that is, on July 2012.

1 GİRİŞ

Yüksek Hızlı Tren Projesi, Ankara-İstanbul arasındaki mevcut hattan bağımsız 250 km/saat hıza uygun, tamamı elektrikli, sinyalli yeni çift hatlı hızlı demiryolu yapımını içermektedir. Projenin amacı; doğası ve zengin kültür mirası ile dünyanın sayılı şehirlerinden İstanbul'u

başkentimiz Ankara'ya hızlı, konforlu, güvenli bir ulaşım imkânı yaratarak bağlamak, yolcu taşımacılığında yaklaşık % 10 olan demiryolu payını % 78'e çıkartmak ve yine iki şehir arası seyahat süresinin azaltmaktır. Bu Projenin 2. etabı olan, Köseköy-İnönü arası yapım çalışmaları devam etmektedir.

Köseköy – İnönü arasında oldukça sert bir topoğrafyadan geçen güzergah üzerinde toplam

uzunluğu 55 kilometreyi bulan 33 adet tünel projelendirilmiş ve bu tünellerden bazıları tamamlanmıştır. Bu bağlamda Bilecik ve Bozüyük istasyonları arasında kalan T26 no'lu tünele Eylül - Ekim 2009 tarihinde giriş portalından başlanmıştır.

2 PROBLEM TANIMI VE ÇÖZÜM ÖNERİSİ

Tünel imalatının yapıldığı 297 metrelik kısımda ortalama günlük ilerleme hızı yaklaşık 2 metre olarak kayıt edilmiştir. Tünel çeperlerini oluşturan kaya koşullarının sık değişkenlik gösteren Jeolojik-jeoteknik özellikleri nedeniyle bu ilerleme hızının sabit kalacağı anlaşılmıştır. Kazının çıkış portalı bölgesinde de yapılacağı düşünüldüğünde günlük ilerleme hızı ortalama olarak 4 metre olarak öngörülmüştür. Dolayısıyla 6100 metrelik kısmın açılması için gerekli olan süre 1525 gün olarak hesaplanmıştır. Bu süreye tünel kemer betonu dahil değildir. Bu süreye kemer beton imalatıda eklendiğinde süre 200 gün kadar daha artacaktır. Ayrıca tünel içerisinde mevcut projeye göre yapılan imalatlar sonrası deformasyonların arttığı gözlenmiş ve tünel imalatı için ön görülen destek sistemlerinde revizyona gidilmiş ve maliyet daha da artmıştır. Yukarıda sözü edilen hesaplamalar neticesinde tünelin tahüt edilen sürede bitirilemeyeceği anlaşılmıştır. Bununla birlikte tünel güzergâhının jeolojik-jeoteknik özelliklerinden NATM ile açılması durumunda tünel imalat maliyetinin artacağı da anlaşılmıştır. Tüm bu nedenler ışığında tünel kazı sisteminin tam dairesel kesitli tünel açma makinesi (TBM) ile açılması uygun görülmüştür.

Bu çalışmada inşasına 1 Haziran 2011 tarihinde TBM ile kaldığı yerden devam edilecek olan T26 tünelinin jeolojik-jeoteknik yapısı ve tünel açma makinasının özellikleri karşılaştırılarak TBM performansı irdelenmiştir. TBM performansı yeni gelişen ve temel amacı günlük ve anlık ilerleme hızını hesaplayan Q_{TBM} sistemi ile analiz edilmiştir. Q_{TBM} sistemi Barton (1999, 2000) tarafından toplam uzunluğu 1000 kilometreyi bulan ve TBM ile açılan 145 tünelin analizi sonucu ortaya konulmuştur.

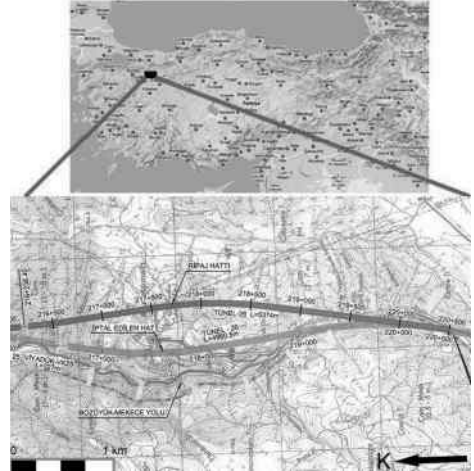
Tünel açma makinası ile tamamlanacak olan T26 tüneli 13.77 metrelik çapı ile dünyanın sayılı tünelleri arasında yerini bulacaktır. Bu çapta bir tünelin TBM metodu ile açılmasında jeolojik koşulların önemi büyüktür. T26 tünelinin TBM ile açılmasına başlanmadan önce performansı Q_{TBM} sistemi ile yapılmış ve anlık hızı 0.75 m/saat olarak hesaplanmıştır. Yine aynı yöntem kullanılarak

baskıdan dolayı aşınan kesicilerin performansı da eklenerek günlük ilerleme hızı 18 metre olarak hesaplanmıştır. Böylelikle 5195 metre uzunluğundaki tünelin iç kaplaması ile beraber tamamlanması yaklaşık 1 yıl olarak tahmin edilmiştir.

3 TÜNEL GÜZERGAHI VE KARŞILAŞILACAK JEOLÖJİK ÖZELLİKLER

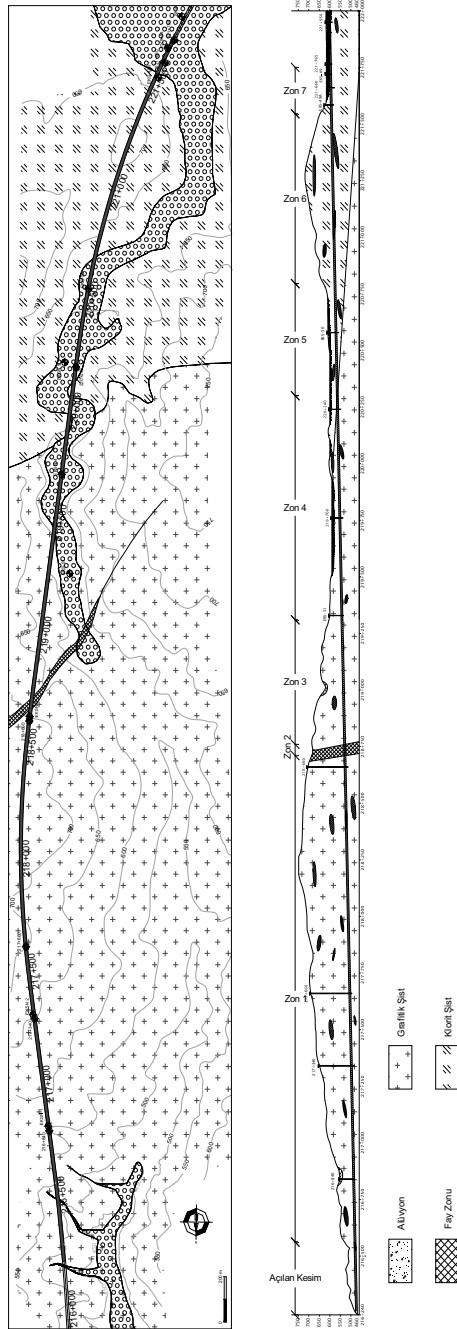
3.1 Genel

Çalışmanın yapıldığı 26 no'lu tünel Ankara – İstanbul hızlı tren projesi km:216+260 ile km:221+750 arasında bulunmaktadır. Tünel güzergâhı Bilecik'e bağlı Ahmetpınar köyünün 200 metre doğusundan geçmektedir. Ayrıca güzergâhın 1 km batısında Bozüyük-Mekece Kara yolu ve karayoluna paralel Karasu Çayı bulunmaktadır (Şek. 1). Tünel güzergâh topografyası farklı rölyefler sunmakta, tünel örtü kalınlığı 30-236 metre arasında değişmektedir.



Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası.

Çalışma kapsamında tünel güzergâhı ve çevresi ayrıntılı olarak incelenmiştir. Bu kapsamda güzergâh ve etrafının 1/1000 ölçeğinde genel jeoloji haritası yapılarak, örtü kalınlığının nispeten sığ olduğu noktalarda sondaj noktaları belirlenmiştir. Yapılan 6 adet sondajın ardından tünel profilinin jeolojisi belirlenmiştir (Şek. 2).



Şekil 2. 26 Nolu Tünelin Jeolojik plan ve profili.

Çalışmanın yapıldığı tünel güzergahı boyunca, Koçyiğit vd. (1991) tarafından adlandırılan Paleozoyik yaşlı Pazarcık Karmaşığı gözlenmektedir. Birim, Bilecik ile Bozüyük arasında yüzeylemekte ve bindirmeli yapı sunan çok değişik kaya türleri ile temsil edilmektedir. Birim, üstte Triyas yaşlı Karakaya Grubu ile aşınımlı ve yer yer faylı, Bayırköy Formasyonu ile aşınımlı dokanak ilişkisi sunmaktadır. Birim genelde, yeşil şist fasiyesi koşullarında metamorfizma geçirmiş ve yapısal olarak üst üste gelmiş değişik kalınlıktaki kayalardan oluşmaktadır. Yaygın olarak yüzeyleyen şistler içinde kumtaşları, mermerler, migmatit-gneys, granitioridi mega bloklar olarak yer almaktadır. Birim, Bozüyük granotiyidinin kuvars ve apilit daykları tarafından kesilmektedir.

Km: 216+260 ile km: 220+300 arasında rastlanan temel birim grafit şisttir. Grafit şistler, siyah - koyu gri - yeşilimsi koyu gri renkli, belirgin şistoziteli, parçalı, orta - çok ayrılmış, zayıf - orta dayanımlıdır (ISRM 1981).

Şistozite düzlemleri boyunca kolaylıkla ayrılabilen grafit şistler içerisinde birkaç 10.00 metre çapında mermer bloklarına ve 2.00 metre kalınlığına varan kuvars damarlarının yanında mega bloklar halinde mika şistlere de rastlanmaktadır

Km:220+300 ile Km: 221+750 arasında ise Klorit Şiste rastlanmaktadır. Klorit şistler, açık yeşil-grimsi yeşil renktedir. Şistozite düzlemleri grafit şistlere nazaran daha az belirgindir. Çoğunlukla sert-orta sert dayanımlı, az-orta derece ayrılmış bir yapı gösterirler. Az çatlaklı, çatlaklar kuvars dolguludur.

3.2 Yapılan çalışmalar

Vezirhan – İnönü kesimi üzerinde yer alan 26 nolu tünelin güzergahının 1/1.000 ölçekli mühendislik jeoloji haritası yapılmış ve bu çalışmayı teyit etmek üzere güzergah üzerinde toplam 17 adet jeoteknik amaçlı sondaj açılmıştır. Açılan sondajlardan alınan karot numuneleri üzerinde gerekli kaya ve zemin mekaniği deneyleri yapılmıştır. Ayrıca mostra çalışmasıyla süreksizlikler ölçülmüş, özellikleri tespit edilmiştir

26 nolu tünel için Yüksel Proje tarafından projelendirme aşamasında 6 adet ve heyelan etüdü için 5 sondaj yapılmıştır. Fakat ripajdan sonraki hatta sadece 4 adet sondaj tünel güzergahı içerisinde kalmıştır. Daha sonra eklenen

sondajlarla jeoteknik amaçlı sondajların sayısı 17'ye yükselmiştir.

Ayrıca açılan sondajlardan alınan karot numuneleri üzerinde gerekli kaya mekaniği deneyleri yapılmış ve sonuçları tünel tasarımında ivedilikle kullanılmıştır.

3.3 Tünel güzergahı

Yukarıda ki üst başlıklarda da anlatıldığı üzere tünel güzergahı km: 216+260 ile km: 220+300 arasında grafit şistler ve km:22+300'den Km: 221+750'ye kadar ise klorit şistler içerisinden geçecektir. Bu kilometreden sonra tünel jet grout ile iyileştirilen alüvyon içinden geçeceğinden bu kesim değerlendirilmeye alınmamıştır (Ertin, 2011). Ayrıca tünel güzergahı km:218+710 ila km:218+760 arasında muhtemel fay zonundan geçecektir.

Güzergah boyunca örtü kalınlığının azalması ve yükselmesi sebebiyle tünel sınıflaması yapılırken örtü yüksekliğinin 50 metre olması baz alınmıştır. Buna göre tünel güzergahı Çizelge 1'de verildiği gibi sınıflandırılmıştır.

Çizelge 1. Tünel güzergah sınıfları.

Zon	Başlangıç	Bitiş	Litoloji	Örtü Kalınlığı
1	216+560	218+710	Grafit S.	> 50 m.
2	218+710	218+760	Fay Zonu	> 50 m.
3	218+760	219+310	Grafit S.	> 50 m.
4	219+310	220+300	Grafit S.	< 50 m.
5	220+300	220+795	Klorit S.	< 50 m.
6	220+795	221+545	Klorit S.	> 50 m.
7	221+545	221+765	Klorit S.	< 50 m.

Tünel km:216+260'tan başlamakla beraber, ilk 300 metresi NATM yöntemi ile açıldığından TBM performansı km:216+560'tan başlayacak şekilde tasarlanmıştır.

4 TBM PERFORMANSI VE Q_{TBM}

4.1 Tanım

TBM performansı yeni gelişen ve temel amacı günlük ve anlık ilerleme hızını hesaplayan Q_{TBM} sistemi ile analiz edilmiştir. Q_{TBM} sistemi Barton (2000) tarafından toplam uzunluğu 1000 kilometreyi bulan ve TBM ile açılan 145 tünelin analizi sonucu ortaya konulmuştur.

Bu çalışmada Çizelge 1'de verilen tünel güzergah sınıflandırılmasına göre ve yapılan

jeolojik / jeoteknik çalışmalar ışığında QTBM değer hesaplanmış ve buna bağlı olarak anlık (PR-penetration rate) ve günlük (AR-advanced rate) hızlar hesaplanarak tünel inşasının ne kadar süre içerisinde tamamlanacağı hesaplanmıştır.

Barton (2000) QTBM hesaplanması için aşağıdaki eşitliği önermiştir.

$$Q_{TBM} = \frac{RQD_o}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \times \frac{SIGMA}{(F^{10}/20^9)} \times \frac{20}{CLI} \times \frac{q}{20} \times \frac{\sigma_\theta}{5} \quad [1]$$

Burada;

RQD_o = Yönlendirilmiş RQD (Düşey sondajlardan elde edilen RQD değerinin sondajın tünel eksenini yönünde açılması durumundaki tahmini)

J_n, J_r, J_a, J_w ve SRF = Q sistem değişkenleri

$SIGMA$ = Kaya kütle dayanımı

F = Herbir kesiciye gelen itme kuvveti

CLI = Kesici ömrü

q = Kuvars yüzdesi

σ_θ = Biaxial gerilme

Kaya kütle dayanımı için tek eksenli sıkışma dayanımı kullanılarak aşağıdaki eşitlik önerilmiştir.

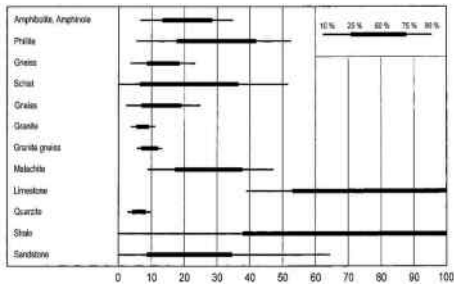
$$SIGMA = 57 Q_c^{1/3} \quad [2]$$

Burada;

$$Q_c = Q_0 \times \frac{\sigma_c}{100} \quad [3]$$

dır.

Kesici ömrü ise kesicilerin değiştirilme aralıklarının (frekanslarının) hesaplanmasında oldukça kullanışlı bir bilgidir ve aşağıdaki grafikten değişik kayaç türleri için bulunabilir (Johannessen & Askildrud 1993).



Şekil 3. Kesici ömrü tahmini.

Q_{TBM} değeri her bir zon için ayrı ayrı hesaplandıktan sonra TBM'in o zonu temsil eden ortalama anlık hızı (PR) hesaplanır.

$$PR = 5 Q_{TBM}^{-1/5} \quad [4]$$

Hesaplanan anlık hızdan her bir zon uzunluğunun herhangi bir duraklama olmadan ne kadar zaman içerisinde geçileceği ise;

$$T = \left(\frac{L}{PR} \right)^{1/(1+m)} \quad [5]$$

eşitliği yardımı ile hesaplanır. Burada, m aşınmadan dolayı ilerleme azaltma faktörü olup, Eşitlik 6'dan hesaplanır.

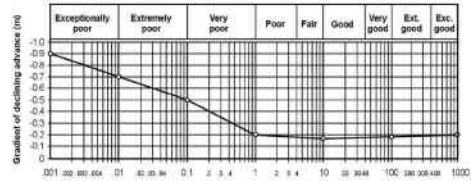
$$m = m_1 \times \left(\frac{D}{6} \right)^{0.2} \times \left(\frac{20}{CLI} \right)^{0.15} \times \left(\frac{q}{20} \right)^{0.1} \times \left(\frac{n}{5} \right)^{0.05} \quad [6]$$

Burada,

m_1 = aşınmadan dolayı ilerleme azaltma faktörü başlangıç değeri olup, Şekil 3'ten bulunur,

D = tünel çapı (m),

n = kayacın porozite değeridir.



Şekil 4. Aşınmadan dolayı ilerleme azaltma faktörü başlangıç değeri.

Böylelikle zamana bağlı olarak günlük ilerleme hızı (AR) ise,

$$AR = PR \times T^m \quad [7]$$

eşitliğinden hesaplanır.

4.2 Performans hesabı

Bu bölümde, Bölüm 4.1'de anlatılan Q_{TBM} hesabı yardımıyla 26 no'lu tünel için önerilen TBM'in performansı irdelenecektir. Bunun için öncelikle Tablo 1'de özetlenen ve tünel güzergâhı boyunca karşılaşılabilecek farklı zonlar için Q-sistem hesaplamaları yapılmış ve Çizelge 2'de gösterilmiştir.

Çizelge 2. Her bir zon için Q-sistem hesaplamaları.

Zon	RQD	J _n	J _r	J _a	J _w	SRF	Q
1	30	9	1	1	0.66	2.5	0.880
2	10	9	0.5	10	0.50	10	0.003
3	30	9	1	1	0.66	2.5	0.880
4	36	9	1	1	0.66	5	0.528
5	61	9	1	1	0.66	5	0.895
6	67	9	1	1	0.66	2.5	1.965
7	36	9	1	1	0.66	5	0.528

Aşınmadan dolayı ilerleme azaltma faktörü başlangıç değerleri(m_1) Şekil 3 ve Çizelge 2 yardımı ile bulunmuş ve yine her bir zon için ayrı kaya kütlesi dayanımları (SIGMA) değerleri hesaplanmış ve Çizelge 3'te özetlenmiştir. Böylelikle her bir zon için Q_{TBM} değerleri ve buna bağlı olarak anlık (PR) ve günlük (AR) ilerleme hızlarının hesaplama aşamaları Çizelge 4 ve 5'te verilmiştir.

Çizelge 3. Her bir zon için m_1 ve SIGMA hesaplamaları

No	Q	γ	σ_c	Qc	SIGMA	m_1
1	0.880	2.71	27	0.238	8.39	-0.22
2	0.003	2.20	10	0.000	0.72	-0.80
3	0.880	2.62	28	0.246	8.21	-0.22
4	0.528	2.54	28	0.148	6.72	-0.28
5	0.895	2.76	26	0.233	8.49	-0.21
6	1.965	2.77	20	0.393	10.15	-0.19
7	0.528	2.88	30	0.158	7.79	-0.28

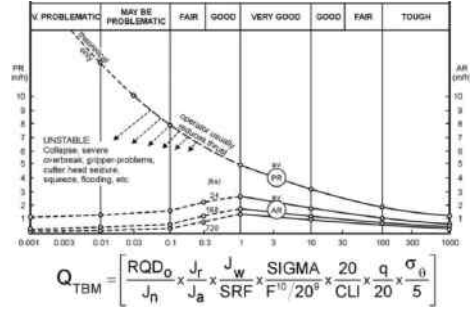
Çizelge 4. Her bir zon için m_1 ve SIGMA hesaplamaları.

Zon	SIGMA	F	CLI	q	σ_0	Q_{TBM}
1	8.39	25	10	25	10.66	0.2113
2	0.72	25	10	10	1.00	0.0000
3	8.21	25	10	25	7.30	0.1416
4	6.72	25	10	25	3.00	0.0286
5	8.49	25	10	25	3.05	0.0622
6	10.15	25	10	25	6.09	0.3260
7	7.79	25	10	25	2.72	0.0300

Çizelge 5. Anlık ve günlük ilerleme hızları.

Zon	D (m)	n (%)	m	PR (m/hr)	AR (m/hr)
1	13.8	5	-0.320	6.82	0.455
2	13.8	15	-1.122	68.05	4.013
3	13.8	5	-0.320	7.39	0.971
4	13.8	5	-0.407	10.18	0.437
5	13.8	5	-0.306	8.71	1.473
6	13.8	5	-0.276	6.26	1.005
7	13.8	5	-0.407	10.08	1.210

Çizelge 5'te görüldüğü üzere grafit ve klorit şistlerde ilerleme hızları oldukça makul gözükmektedir. Şekil 5'te PR ve AR değerlerinin aralıkları ve ortalama değerleri gösterilmektedir.



Şekil 5. TBM için göreceli hızlar.

Fakat fay zonuna gelindiğinde ise hızların oldukça yüksek mertebelerde seyrettiği gözlenmektedir. Bunun sebebi olarak ise fay zonunda düşük Q değeri ve buna bağlı olarak Aşınmadan dolayı ilerleme azaltma faktörü başlangıç değerinin (m_1) yüksek olmasıdır. Bu sebeple hızların makul seviyelere çekilebilmesi için Q değerinin artırılması gerekmektedir. Fay zonlarında Q değerinin artırılabilmesi için önceden tespiti ve bu tespit sonrası çimento enjeksiyonu ile iyileştirilmesi gerekmektedir. Ayrıca fay zonları tünel boyuna oranla uzun olmadıklarından genel performansa fazla bir etkisi olmamaktadır. Belirli aralıklar için hesaplanan süreler Çizelge 6'da sunulmuştur. Yapılan hesaplamalara göre 26 no'lu tünelin önerilen TBM ile yaklaşık 1 yıl içerisinde tamamlanacağı hesaplanmıştır. Ayrıca günlük ve anlık hızların ağırlıklı ortalaması hesaplanmış ve Çizelge 7'de gösterilmiştir.

Çizelge 6. Zaman hesaplamaları.

Zon	L (m)	$1/(1+m)$	T (hr)	Tahminizaman(yıl)
1	2140	1.471	4699.11	0.538
2	50	-8.182	12.46	0.001
3	550	1.471	566.20	0.065
4	990	1.688	2263.04	0.259
5	495	1.440	336.04	0.038
6	750	1.382	746.63	0.085
7	220	1.688	181.86	0.021
$\Sigma L(m)=5195$			$\Sigma T(hr)=8805.34$	1.01

Çizelge 7. Tünel No.26 için öngörülen tamamlama süresi ve ortalama PR ile AR değerleri.

$\Sigma L(m)$	$\Sigma T(hr)$	PR	AR
5195	8805,34	8,35	0,75

5 SONUÇLAR

26 no'lu tünelin açımına NATM kullanılarak başlanmış fakat kısa sürede bu metot ile tünel kazısının ekonomik olmayacağı ve öngörülen süre içerisinde tamamlanamayacağı anlaşılmıştır. Bu sebeple bu tünelin TBM ile açılmasına karar verilmiştir.

Bu makalede bahsi geçen tünelin TBM ile açılması durumunda TBM performansı Barton (2000) tarafından önerilen Q_{TBM} ile hesaplanmıştır. Makalenin yazımı ve yayına hazırlanması sırasında 26 no'lu tünelde TBM kazısı başlamamıştır. Bu sebeple yaklaşık 1 yıl olarak hesaplanan tünel inşasının ne kadar doğruluk payı ile hesaplandığı minimum 1 yıl sonra ortaya çıkacaktır.

Bu makalede hesaplanan performanslarda beklenmedik olaylar (sıkışma, deprem, vb.) hesaba katılmamıştır. Bu sebeple herhangi bir beklenmedik olay nedeni ile oluşacak gecikmeler kazı sonrası TBM performansı değerlendirilmesi sırasında hesaplarından çıkarılacaktır.

KAYNAKLAR

- Barton, N., 1999. TBM performance estimation in rock using Q_{TBM} . Tunnels & Tunnelling International, 31(9), 30-34.
- Barton, N., 2000. TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock. A. A. Balkema, 173.
- Barton, N., 2011. Short Course on Rock Engineering for Tunnels (Drill-and-blast and Tbm), Pre-grouting, Caverns, Dam Abutments, Rock Slopes and Rockfill. Zagreb, Hırvatistan. 2-4 Haziran.
- Ertin, A., 2011. Dr. Nick Barton ile kişisel görüşme. Zagreb, Hırvatistan, 2 – 4 Haziran.
- Koçyiğit, A., Kaymakçı, N., Rojay, B., Özcan, E., Dirik, K., ve Özçelik, Y., 1991, İnegöl-Bilecik-Bozüyük arasında kalan alanın jeoloji etüdü, TPAO Raporu, 3049, 139 s.
- ISRM, 1981. Suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. Brown (ed.). Oxford: Pergamon Press.
- Johannessen, S. and Askilrud, O.G., 1993. Meraaker hydro tunnelling the “Norwegian Way”. Proc. RETC conf. Boston, US, SME, Eds: Bowerman and Monsees, 415-427.

Tünellerde zayıf kaya davranışı: “Ankara-İstanbul Yüksek Hızlı Tren Projesi” 34 nolu tünel örneği

An example of Behavior of weak rocks in tunnels in “Ankara-Istanbul High Speed Train Project” tunnel number 34

E. Poşluk & K. Oğul

TCDD 2. Demiryolu Yapım Grup Müdürlüğü, Bozüyük/Bilecik

İ. Topal

Dumlupınar Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Kütahya

M. Korkanç

Niğde Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Niğde

E. Aygar

SİAL Yer Bilimleri Ltd.Şti., Ankara

ÖZET: Bu çalışmada Ankara-İstanbul Yüksek Hızlı Tren Projesi ikinci etap ikinci kesim (İnönü-Köseköy) yapım işleri kapsamında grafit şistler içerisinde NATM yöntemiyle açılan 34 Nolu tünel incelenmiştir. Toplam uzunluğu 2218 metre olan tünel projede KM: 229+360,00' ile KM: 231+578,00' arasında bulunmaktadır. Tünel imalat adımları (üst yarı-alt yarı-invert) sırasında karşılaşılan tünel içi deplasmanlar şerit ekstansometre ve optotrigonometrik yöntemle ölçülerek nedenleri ve etkileri ortaya konmuştur. Elde edilen veriler ışığında tünel ilerlemesi ile birlikte birincil destek sistemi üzerine gelen yükler sonucunda en kesitte daralmaların olduğu sonucuna varılmıştır. Tüneldeki deformasyonların önlenmesi amacı ile ilerleme mesafesinin kısaltılması, destek sisteminin güçlendirilmesi, tünel kesitinin mümkün olan en yakın zamanda tamamlanması önlemlerinin çözüm olduğu sonucuna varılmıştır.

ABSTRACT: In this study, investigated of tunnel 34 which is opened in graphite schist and the tunnel method is NATM. This tunnel is located in the Ankara – İstanbul High Speed Train Project second stages and second section. Tunnel total length is 2218 m and state between km: 229+360,00 and km: 231+578,00. Tunnel construction stages are consisting of 3 stages. These are upper bench, lower bench and invert. The displacements faced in tunnel during tunnel construction steps (upper bench, lower bench, and invert) were measured by tape extensometer and opto-trigonometric methods, their reasons and effects were stated. It was understood that suggested primary support system (bolt type, bolt length, revetment thickness etc.) for stated section is not sufficient and displacements and shrinking were occurred in the section. In order to prevent the displacements in the tunnel it was concluded that the rate of progression has to be shorten, support system has to be reinforced and the tunnel section has to be completed as soon as possible.

1 GİRİŞ

Zayıf kayalarda deformasyon davranışları zamana ve ilerleme mesafesine bağlı olarak gelişmektedir. Zamana bağlı deformasyonlar ilk kez Wiesman (1912) tarafından İsviçre’de Simplon tünel inşasında incelenmiştir. Zamana bağlı deformasyonlar farklı araştırmacılar tarafından da incelenmiş, açıklıklarda zamanla oluşan deformasyonlar sonucunda en kesitte daralmaların

olduğu sonucuna varılmıştır (Yassaghia & Salari-Rad 2004).

Yüksek sıkışma kapasitesi olan kayalarda destek çalışmasının ertelenmesi, deformasyon oranında artışa sebep olmakta, kaya kütlesi tünel içerisine doğru hareket etmektedir. Tünel açıklığındaki gerilmeler kaya kütlesi çökene (yenilene) kadar yayılacaktır. Dolayısıyla kazı yüzeyinin hava ile teması en kısa sürede kesilmelidir. Hava ile temas süresinin uzaması

deformasyonları arttıracaktır. Bunun yanında tünel kazısından sonra oluşan baskılar tünel aynası tarafından taşınır. Kazının ilerlemesi ile tünel aynası üzerindeki baskılar etkisini kaybeder ve destek sisteminde deformasyonlar en yüksek seviyeye ulaşır (Panthi & Nilsen 2007, Carranza & Fairhurst 2000). Bu aşamada raund uzunlukları önem kazanmaktadır (Lee & Suchubert 2008). Raund uzunluğu, klasik tünel açma metodlarındaki en önemli parametrelerden biri olmasına karşın bu uzunluğun belirlenmesine ilişkin net bir hesaplama yoktur (Lee & Suchubert 2008). Ayrıca deformasyonların büyük çoğunluğu tünel aynasından iki tünel çapı geriye kadar olan mesafede meydana gelmektedir (Hoek 2001, Panthi 2006).

Bu çalışmada, Ankara-İstanbul Yüksek Hızlı Tren Projesi ikinci etap ikinci kesimde (İnönü-Köseköy) grafit şistler içerisinde açılan 34 nolu tünelde tünel imalatı için önerilen birincil destek sisteminin ön görülen deformasyonlardan fazla olması nedeniyle karşılaşılan sorunun çözümüne yönelik mevcut destek sistemleri yeniden gözden geçirilmiştir. Tünel destek sisteminde oluşan eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri belirlenerek, performansları değerlendirilmiştir. Karşılaşılan deformasyonların öngörülenden çok daha fazla olması nedeniyle tünel imalatı için yeni tedbirlerin alınması kararlaştırılmıştır.

2 PROJE ÖZELLİKLERİ

Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinin amacı; ülkemizin en büyük iki kenti olan Ankara ile İstanbul arasındaki seyahat süresinin azaltılması, hızlı, konforlu ve güvenli bir ulaşım imkanı yaratılarak ulaşımdaki demiryolu payının artırılmasıdır. Ankara-İstanbul arasındaki mevcut hat toplam 576 km'dir. Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinin tamamlanması sonucunda, iki büyük kent arasında çift hatlı, elektrikli, sinyalizasyonlu ve 250 km/s hıza uygun yeni bir demiryolu inşa edilecek ve Ankara-İstanbul arası 533 km ye inecektir. Ankara-İstanbul arasında yaklaşık 7 saat olan seyahat süresi 3 saate düşecektir. Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinin 2. etabı olan, Köseköy-İnönü arası toplam 150 km uzunluğunda olup, Kesim-1; 95 km (Köseköy-Vezirhan) ve Kesim-2; 55 km (Vezirhan-İnönü) şeklinde projelendirilmiştir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Ankara-İstanbul Yüksek Hızlı Tren Projesi İkinci Etap Mühendislik yapıları

Özellik	Kesim 1	Kesim 2	Toplam
Uzunluk	95 km	55 km	150 km
Viyadük	18 ad. (6.120 m)	13 ad. (6.582 m)	31 ad. (12.702 m)
Delme Tünel	13 ad. (25.700 m)	19 ad. (27.210 m)	32 ad. (52.910 m)
Aç-Kapa Tünel	-	1 ad. (1.090 m)	1 ad. (1.090 m)

3 TÜNEL GÜZERGAHININ JEOLJİK VE JEOTEKNİK ÖZELLİKLERİ

Ayrıntılı olarak araştırılan Tünel 34, Bozüyük - Bilecik arasında, Bozüyük'ün 1 km kuzeybatısında yer almaktadır (Şek. 1). Tünel Derbentbaşı Sırtı, Ayvalı sırtı mevkiilerinden geçmektedir. Tünel güzergâhı boyunca örtü kalınlığı değişken olup, 5 ile 210 m arasında değişmektedir.



Şekil 1. Yer bulduru haritası.

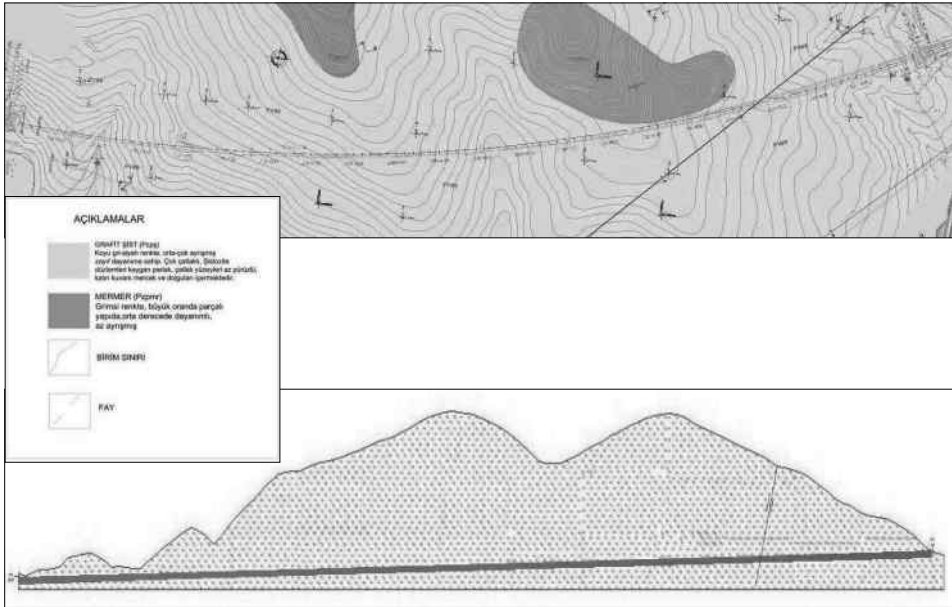
Tünel güzergâhı boyunca, Koçyiğit vd. (1991) tarafından adlandırılan Pazarcık karmaşığı gözlenmektedir. Birim, Bilecik ile Bozüyük arasında yüzeylemekte ve bindirmeli yapı sunan çok değişik kaya türleri ile temsil edilmektedir. Çalışma alanında tabanı görülmeyen birim, üstte Triyas yaşlı Karakaya Grubu ile aşınımlı ve yer yer faylı, Bayırköy Formasyonu ile aşınımlı dokanak ilişkisi sunmaktadır. Birim genelde, yeşilist

fasiyesi koşullarında metamorfizma geçirmiş ve yapısal olarak üst üste gelmiş değişik kalınlıktaki kayalardan oluşmaktadır. Yaygın olarak yüzeyleyen şistler (Pzpş) içinde kumtaşları (Pzpk), mermerler (Pzpmr), migmatit-gnays (Pzpmg), granodiyorit (Pzpgr) mega-bloklar olarak yer almaktadır. Birim, Bozüyük granitoidinin kuvars ve aplit daykları tarafından kesilmektedir.

Söz konusu 34 nolu tünel güzergâhı boyunca karşılaşılan birim grafit şistlerdir (Pzpş). Grafit şistler, siyah - koyu gri - yeşilimsi koyu gri renkli, belirgin şistoziteli, parçalı, orta - çok ayrılmış, zayıf - orta dayanımlıdır. Şistozite düzlemleri

boyunca kolaylıkla ayrılabilen grafit şistler içerisinde birkaç 10.00 metre çapında mermer bloklarına ve 2.00 metre kalınlığına varan kuvars damarlarına rastlanmıştır (Şek. 2).

Tünel çeperlerini oluşturan grafit şistlerin mühendislik özellikleri, tünel güzergâhına ait sondajlardan alınan örnekler üzerinde yapılan, tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü, poisson oranını, su muhtavas, birim hacim ağırlık ve ağırlıkça su emme değerlerine ait veriler Çizelge 2'de sunulmuştur.



Şekil 2. 34 nolu tünel güzergâhının jeolojisi ve enine kesiti.

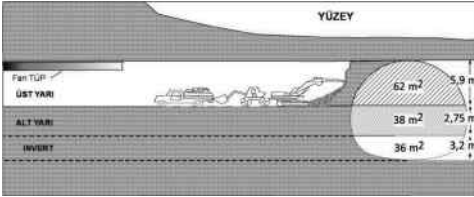
Çizelge 2. Sondaj noktaları ve deney sonuçları (Yüksel Proje 2004, Jemas 2009).

Sondaj No	KM	Derinlik (m)	Sondaj Derinliği (m)	Litoloji	Elastisite Modülü (Gpa)	Poisson Oranı (μ)	Tek Eksenli Basınç Direnci (Mpa)	Su Muhtevası (%)	Porozite (%)	Birim hacim ağırlığı (g/cm ³)	Ağırlıkça Su Emme (%)
EKS-38	231+507	13,25-13,39		Grafit Şist						2.59	
	231+507	26,91-27,00	43					0.21	1.62	2.65	0.59
	231+507	31,00-31,11			7.1		35.43	0.19		2.54	0.62
EKS-39A	229,602	39,50-39,63	47		8.9	0.3	17.46			2.62	0.87
229360	229+360	17,24-17,37			2.28	0.27	20.18			2.45	
	229+360	31,35-31,48	35		3.12	0.25	19.26			2.4	
229400	229+400	24,00-24,11	34		2.51	0.22	14.52			2.26	

4 TÜNEL KAZI YÖNTEMİ

34 nolu tünelde Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) kullanılmıştır. Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM), dünyada kullanılan en yaygın tünel açma yöntemidir (Aksoy 2010). NATM, temel tünel açma kavramını değiştirerek tünel profilini çevreleyen kaya kütlelerini yük oluşturan bir eleman yerine yük taşıyan bir eleman haline dönüştürmüştür. Tünel profilini oluşturan kaya kütlelerini dengelemek için püskürtme beton kaplama ve kaya bulonundan yararlanılmaktadır (Guan vd. 2007). Güvenli bir tünel tasarımı için temel parametreler, açıklığı çevreleyen kaya kütlelerinin özellikleri, tünel boyutu, tünelin geometrisi ve kullanılan destek sisteminin özellikleridir (Özsan & Karpuz 2001). NATM'in bir diğer avantajı ise farklı tünel çaplarında ve farklı jeolojik koşullara uygulanabilmesidir (Ayhan & Topal 2005).

Bu çalışmanın yapıldığı 34 nolu tünelde parçalı kazı tekniği kullanılmıştır. Kazı 3 ana parçadan oluşmakta olup, bu parçalar, üst yarı, alt yarı ve invert şeklindedir (Şek. 3). Üst yarı 5,9 metre yüksekliğinde olup, kazı alanı 62 m² dir. Alt yarı 2,75 metre yüksekliğinde ve 38 m² alana sahiptir. Invert ise 3,20 metre yüksekliğinde, 36 m² alanındadır. Söz konusu tünelin toplam yüksekliği 11,85 metre, genişliği ise 13,75 metredir. Toplam kazı alanı ise 136 m² dir (Şek. 3).



Şekil 3. Tünel kazı aşamaları ve tünel kazı bilgileri.

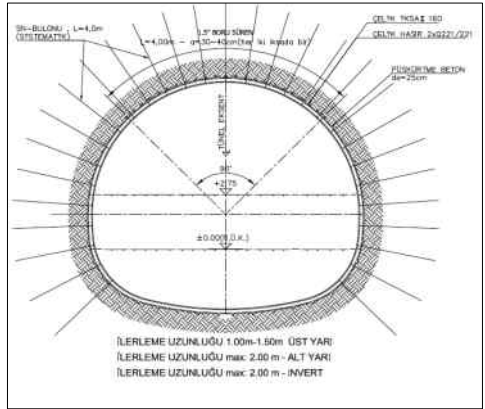
5 TÜNEL DESTEK SİSTEMİ VE KARŞILAŞILAN SORUNLAR

5.1 Tünel destek sistemi

34 nolu tünelin imalatı, tünel çıkış portalından başlamıştır. Tünel imalatı için öngörülen destek sistemi elemanları ve özellikleri Çizelge 3'te verilmiş olup Şekil 4'de tünel kazı aşamaları ve destekleme elemanlarının şematik çizimi Şekil 5'te ise tünel aynası görülmektedir.

Çizelge 3. İlk uygulanan destek sistemi elemanları.

Destekleme Elemanları	Özellikler
İksa	I 160 Profil
Püskürtme Beton	25 cm (C20)
Bulon	SN Tip Ø28 (l=4 m ve 1x1 m)
Süren	1,5" enjeksiyonsuz boru süren (eksende 30-40 cm arayla)
Raund Boyu	1-1,50 m



Şekil 4. 34 nolu tünel için ilk uygulanan birincil destek sistemi detayı (Yüksel Proje 2004).

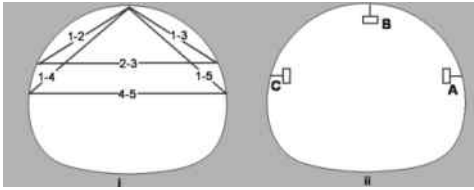


Şekil 5. 34 nolu tünel çıkış aynası (KM: 231+038,35-KM:231+037,30).

5.2 Tünel içi jeoteknik ölçümler

Tünel imalatı sırasında tüneldeki hareketliliği belirlemek amacıyla belirli aralıklarla destekleme elemanları ile bağdaşık konverjans noktaları belirlenmiştir. Bunun en önemli nedeni tünellerde konverjans ölçümlerinin tünel destekleme elemanlarının denge durumuna ulaşıp ulaşmadığını anlamaktır. Bu ölçümler, destekleme elemanları üzerine yerleştirilen noktaların hareketlerinin takibi esasına göre yapılmaktadır (Kovari & Amstad 1993). Tünel izleme verileri (konverjans), tünel koşulları hakkında bilgi vermektedir (Unlutep & Ozener, 2008). Ayrıca tünel profilini oluşturan koşullar hakkında da kıyaslamalı geri analiz yapma şansı tanımaktadır (Scholey 1990, Boidy vd. 2002, Fakhimi vd. 2004, Yassaghi & Salari-Rad 2005).

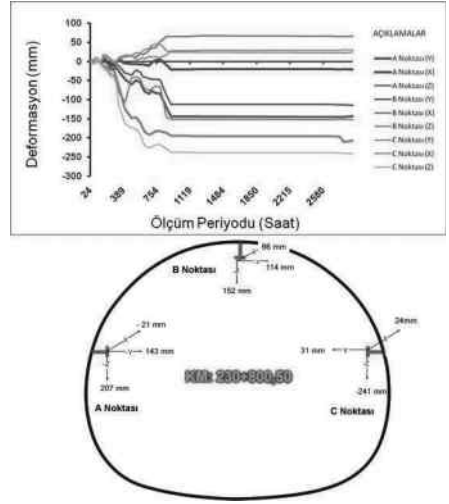
34 nolu tünelde üst yarıda oluşan deplasmanların belirlenmesi amacı ile 10 metrelik periyotlarda, aynı ring üzerinde 5 noktada 0,01 mm hassasiyete sahip şerit ekstansometre vasıtası ile ölçümler yapılmıştır. Ayrıca hareketlerin yönünün belirlenmesi ve tünel birincil destek sisteminin davranışının daha iyi anlaşılabilmesi amacıyla üst yarıda 3 noktada 2mm+2ppm hassasiyette opto-trigonometrik ölçümler alınmıştır (Şek. 6).



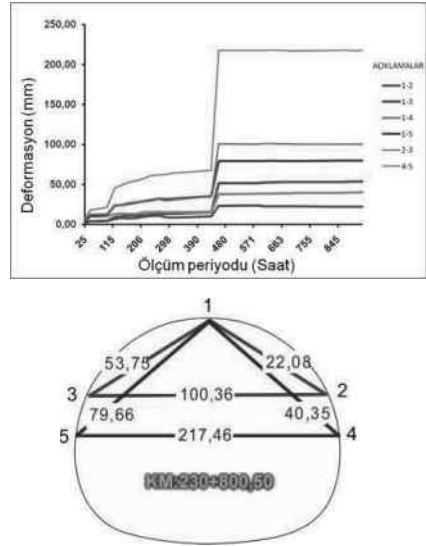
Şekil 6. i) Şerit ekstansometre ölçüm noktaları, ii) Opto-trigonometrik ölçüm noktaları.

5.3 34 nolu tünelde karşılaşılan sorunlar ve jeoteknik ölçümlerin değerlendirilmesi

Grafit şistler içerisinde açılan 34 nolu tünelin davranışı zamana ve tünelin ilerlemesine bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Deformasyon toleransının 80mm olduğu tünelde, çıkış yönünde yapılan ilerlemede km: 230+800,50 üst yarı kazısı ve ardından gerçekleşen bulon imalatına kadar olan sürede (24 saat) tünel destekleme elemanlarında (üst yarı ayak bölgesinde) 40 mm. deformasyon ölçülmüştür (Şek. 7-8).



Şekil 7. Opto-trigonometrik deformasyon ölçümleri (KM:230+800,50).



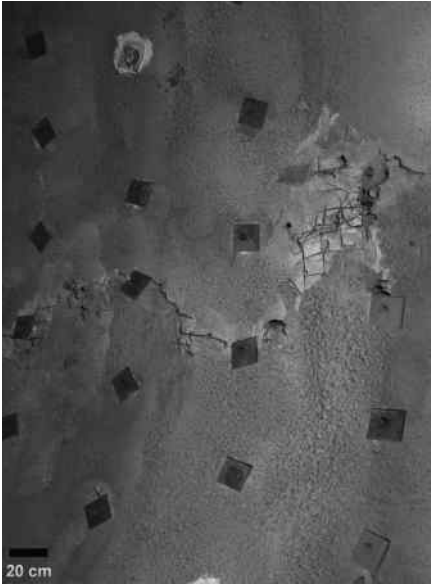
Şekil 8. Şerit ekstansometre deformasyon ölçümleri (KM:230+800,50).

Bulon imalatının ardından tünel üst yarı kazısı devam ederken (2 m/gün) birincil destekleme elemanında değişken (3-12 mm/gün) deformasyonlar ölçülmüştür. Tünel üst yarısı yaklaşık 22 metre ilerlediğinde km: 230+800,50 ölçülen deformasyon değerleri (Ölçüm saati 216) deformasyonlar 2 mm/gün ortalamasına inmiştir.

Bu deformasyon ivmesi alt yarı imalatı başlayana kadar (366. Saat-15.gün) devam etmiştir.

Tünel üst yarı bölgesinde ölçülen deformasyonlar, alt yarı kazısına kadar geçen sürede 93 mm.dir. Alt yarı imalatının ardından ise 217 mm. (günlük fark 124 mm.) deformasyon ölçülmüştür. Bu yüksek deformasyonun nedenlerinden biri üst yarıda iksa ayaklarının bastığı noktaların boşa çıkmasıdır. Bir diğer neden ise destekleme elemanlarından olan bulonların istenilen şekilde yük taşınamasıdır.

Tünelde oluşan hareketin karakteristiği üst yarı ayak bölgesinde daralma ve tabana doğru oturma şeklindedir. Bu hareketlere bağlı olarak tünel destekleme elemanlarında burkulmalar meydana gelmiş, püskürtme beton yüzeylerinde derin çatlaklar oluşmuştur (Şek. 9).



Şekil 9. Yaşanan deformasyonlar sonucu püskürtme betonda meydana gelen hasarlar (KM:230+780,00).

Özellikle tünel alt yarı kazısı sırasında tünel üst yarısında karşılaşılan yüksek deformasyon, projede öngörülen 4 metre uzunluğundaki $\Phi 28$ lik SN tip bulonun tünel omuz-eksen kısmında kemerlenme bölgesinin arkasına ulaşmadığı ve plastik zon içerisinde kalarak zemin ile birlikte hareket ettiğini göstermektedir (Şek. 9).

Tünel imalat adımları tamamlandıktan sonra (invert imalatı yapıp ring tamamlandıktan sonra) ise tünelde projede öngörülen 2mm/ay'lık deformasyon toleransı içerisinde kalınmıştır.

6 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Jeoteknik ölçümlerin değerlendirilmesinden ve yerinde yapılan incelemelerden yola çıkılarak tünel için önerilen birincil destek sisteminin (bulon tipi, bulon boyu, iksa kalınlığı, raund uzunluğu vb.) tünel imalatı için yeterli olmadığı anlaşılmış ve revize edilmesi gerekliliği görülmüştür.

Öncelikli olarak tünel kazısı ve tahkimatının ardından bulon imalatına kadar olan sürede, tünelin üst yarısındaki batma ve kapanma şeklindeki deformasyonların engellenebilmesi amacı ile iksa ayaklarının temas yüzeyi genişletilmelidir. Bunun yanında yine bulon imalatına kadar geçecek olan sürede daha kalın bir kabuk oluşturulabilmesi amacıyla iksa/püskürtme beton kalınlığı / hasır çelik tipi ve kullanım adedi yeniden değerlendirilmelidir. İlerleme mesafesi ise (Raund boyu) kısımlıdır.

Tünel çeperlerini oluşturan grafit şistler zamanla ve üst yarı kazısının ilerlemesi ile paralel hareket etmektedir. Dolayısıyla 3 basamakta (alt yarı-üst yarı-invert) yapılan tünel imalat adımları arasındaki mesafe kısaltılmalıdır. Başka bir değişle ring mümkün olan en yakın sürede kapatılarak sistemin birlikte çalışması sağlanmalıdır. Bunun yanında üst yarıda birincil destek sistemine, deformasyonların önlenmesi amacı ile püskürtme beton ile oluşturulacak geçici invert tabanı yapılmalıdır.

Bu tedbirlere ek olarak tünelde plastik bölgenin belirlenmesi amacı ile jeoteknik enstrümanlardan (rod ekstansometre) yararlanılmalı, bulon boyu buna göre tekrar değerlendirilmelidir.

Tünelde yaşanan bir diğer problem ise, grafit şislerde yapılan bulon delgisidir. Ön delgi gerektiren SN tip bulonlar delgi sırasında stabiliteyi sağlamakta ancak bulon imalatına kadar geçen sürede (2-4 saat) stabiliteyi sağlayamayarak bulon kuyularında göçmeler yaşanmaktadır. Bu nedenle kendinden delen bulonlar (IBO tip) düşünülmelidir.

KAYNAKLAR

- Aksoy, C.O., 2008. Review of rock mass rating classification: historical developments, applications and restrictions. J Min Sci, 44(1), 51-63.
- Ayhan, M., and Topal, E., 2005. Excavation and support design of the Dicle-Kralkızı water tunnel: an overview, Tunneling and Underground Space Technology 20 (2005) 81-87.

- Boidy E, Bouvard A, and Pellet F., 2002. Back analysis of time-dependent behaviour of a test gallery in claystone. *Tunnell Undergr Space Tech.*, 2002,17, 415–24.
- Carranza-Torres C., and Fairhurst C., 2000. Application of the convergence confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek–Brown failure criteria. *Tunnell Underground Space Tech.*, 15,187–213.
- Fakhimi, A., Salehi, D., and Mojtabai, N., 2004. Numerical back analysis for estimation of soil parameters in the Resalat Tunnel project. *Tunnell Undergr Space Tech.*, 19,57–67.
- Guan, Z., Jiang, Y., Tanabasi, Y., and Huang, H., 2007. Reinforcement mechanics of passive bolts in conventional tunneling. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44, 625–636.
- Hoek E, Carranza-Torres CT, and Corkum B., 2002. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. In: *Proceedings of the fifth North American rock mechanics symposium*, Toronto, Canada, Vol. 1, 267–73.
- Hoek, E., 2001. Big tunnels in bad rocks. *ASCE J Geotech Geoenviron Eng*, September 2001; 726–40.
- Jemas Ltd., 2009. Tünel 33-Tünel 34 arası sondaj raporu.
- Koçyiğit, A., Kaymakçı, N., Rojay, B., Özcan, E., Dirik, K., ve Özçelik, Y., 1991. İnegöl-Bilecik-Bozüyük arasında kalan alanın jeoloji etüdü, TPAO Raporu, 3049, 139 s.
- Kovari, K., and Amstad, C., 1993. Decision making in tunnelling based on field measurements. In: Hudson J, editor. *Comprehensive rock engineering*, Vol. 4., Oxford Pergamon, 571–605.
- Lee, Y.Z., and Schubert W., 2008. Determination of the round length for tunnel excavation in weak rock, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23, 221–231.
- Marinos, P., and Hoek, E., 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In: *Proceedings of the GeoEng2000 at the international conference on geotechnical and geological engineering*, Melbourne, Technomic publishers, Lancaster, 1422–1446.
- Özsan, A., and Karpuz, C., 2001. Preliminary support design for Ankara subway extension tunnel, *Engineering Geology*, 59, 161-172.
- Panthi, K.K., and Nilsen, B., 2007. Uncertainty analysis of tunnel squeezing for two tunnel cases from Nepal Himalaya, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 44, 67–76.
- Panthi, K.K., 2006. Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions. PhD thesis, Department of geology and mineral resources engineering. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Norway.
- Scholey, J., and Ingle, D.G., 1990. Monitoring tunnel support by convergence measurement. *Geotechnical instrumentation in practice*. London: Thomas Telford, 495–506.
- Şimşek, O., Aygar, E.B., ve Ertin, A., 2009. İnönü-Köseköy hızlı tren projesi BT0 paftaları. SİAL Yer Bilimleri Ltd. Şti.,
- Unlutepe, A., and Ozener, H., 2008. Geotechnical measurements at Izmir LRT system tunnel. *Tunnell Undergr Space Tech.*, 23, 734–741.
- Wiesmann, E., 1912. Mountain pressure. *Switzerland J Struct.*, 60(7) Almanya.
- Yassaghi, A., and Salari-Rad H., 2005. Squeezing rock conditions at an igneous contact zone in the Taloun tunnels, Tehran-Shomal freeway, Iran: a case study, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 42, 95–108.
- Yüksel proje, 2004. Uluslar arası A.Ş., Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesi (Köseköy-İnönü).

Stability assesment of Himeyuri Monument and adjacent karstic cave

Himeyuri Anıtı ve bitişiğindeki karstik mağaranın duraylılığının değerlendirilmesi

Ö. Aydan

Tokai University, Ocean Research Institute, Shizuoka, Japan

N. Tokashiki

Ryukyu University, Department of Civil Engineering, Nishihara, Okinawa, Japan

M. Geniş

Zonguldak Karaelmas University, Department of Mining Engineering, Zonguldak, Turkey

ABSTRACT: Himeyuri monument is built over a partly collapsed karstic cave in Itoman City in Okinawa Island of Japan in the memory of people died during the Second World War. The authorities have been recently considering enlarging the monument and they are concerned whether the cave would be stable under new loading conditions. In this study, the authors have investigated the stability of the cave under new loading conditions using the empirical, analytical and numerical methods. For this purpose, 2D and 3D numerical analyses were carried out. The stability of the cave under new loading conditions is discussed in view of results from different methods.

ÖZET: Himeyuri Anıtı, Japonya'da Itoman şehrinde İkinci Dünya Savaşında sığınak olarak kullanılmış ve kısmen göçük yapmış bir karstik mağara üzerinde savaşta ölenler adına inşa edilmiştir. Anıtın büyütülmesi konusu gündemde olup oluşabilecek yeni yükleme koşullarında anıtın üzerinde bulunduğu mağaranın duraylı olup olmayacağını araştırılması gerekmektedir. Bu çalışmada anıt altındaki mağaranın duraylılığı değişik yükleme koşullarında altında görgül, kuramsal ve sayısal yöntemler aracılığı ile incelenmiş ve sayısal analizler 2 boyutlu ve 3 boyutlu olarak yapılmıştır. Farklı yöntemlerden elde edilen, yeni yükleme koşulları altında mağaranın duraylılığı tartışılmıştır.

1 INTRODUCTION

There are many karstic caves used as underground shelters in Itoman City of Okinawa Island of Japan during the 2nd World War. The present Himeyuri monument was built over the rim of the collapsed section of a karstic cave in the memory of the people died during the Second World War (Fig. 1). The authorities have been considering to enlarge this monument and they are very much concerned with the stability of the cave upon the enlargement. The authors have been asked to investigate the stability of the cave under planned enlargement of the monument under static and dynamic conditions.

The recent earthquake occurred on Feb. 27, 2010 also alarmed the authorities to be concerned with the dynamic stability of the cave. First, the available boring logs were evaluated using the rock mass classifications and rock mass properties were estimated using some empirical approaches. Then the stability of the cave is evaluated using empirical, analytical and numerical methods. In numerical analyses, 2D and 3D geometry of the cave under three different loading conditions were considered. The authors describe the results and evaluations of the laboratory and in-situ investigations and the assessments of the stability of the cave under different loading conditions and propose some possible counter-measures against

the possibility of collapse of the cave upon the enlargement of the monument.



Figure 1. A view of Himeyuri monument and adjacent cave.

2 GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CONDITIONS AND EVALUATIONS

2.1 Geological Conditions

There are three geologically different units in the area of the monument. The upper unit (LS) is massive Ryukyu limestone containing widely spaced bedding planes and joints. The thickness of this unit is about 3-4 m. The unit (LSG) below the upper massive Ryukyu limestone is also limestone with thinner bedding and densely spaced vertical or sub-vertical joints. It is also much more porous compared to the upper limestone unit. The bottom layer of the cave is Shimajiri mudstone. The formation of the cavity seems to be as a result of normal faulting and solution of limestone unit along the fault.

There are 13 boreholes drilled in the close vicinity of the monument and the cave. 9 of them were drilled about 25 years ago and 4 new boreholes have been recently drilled. The cores of the logs of the recent boreholes were evaluated using the Rock Mass Rating (RMR) classification system (Bieniawski, 1989) as shown in Figure 2. As the diameter of drill bits was smaller, the core recovery and RQD values are somewhat smaller due to the disturbance caused by drilling procedure. Nevertheless, the RMR value of the both limestone units seems to be generally greater than 50.

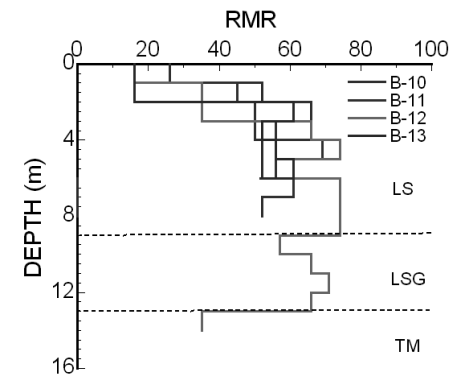


Figure 2. Variation of RMR value with depth.

2.2 Mechanical Properties of Intact Rock

Physical and mechanical properties of cores were investigated in experiments at Rock Mechanics Laboratory of Nagoya University. The physical and mechanical properties of intact rock units are given in Table 1.

Table 1. Mechanical properties of intact rock units.

Rock Unit	γ_t kN/m ³	E_i GPa	ν	C_i MPa	ϕ ($^{\circ}$)	σ_t MPa
LS	22.1	13.5	0.20	6.6	55	1.50
LSG	22.1	8.10	0.30	4.6	50	1.00
TM	20.0	1.09	0.25	0.7	30	0.50

2.3 Mechanical Properties of Rock Mass

Mechanical properties of rock mass properties were determined using the method of Aydan and Kawamoto (2000). This method is applied to only limestone units and the results are given in Table 2. The friction angles of limestone rock mass are in accordance with that of broken Ryukyu limestone, reported by Shinjo et al. (2001).

Table 2. Mechanical properties of rock mass.

Rock Unit	γ_t kN/m ³	E_m GPa	ν	C_m MPa	ϕ ($^{\circ}$)	σ_t MPa
LS	22.1	4.90	0.22	1.30	40	0.92
LSG	22.1	2.70	0.30	0.92	32	0.43
TM	20.0	0.15	0.27	0.10	26	0.07

2.4 Loading Conditions

There are three different loading conditions resulting from present monument structure and planned monument structure as well as the natural condition before the construction of the monument. The effect of the load due to the monument construction and dead weight of the cantilever-like rock beneath the monument can be considered as distributed loads (Fig. 3). The weight and distributed loads for two conditions are given in Table 3.

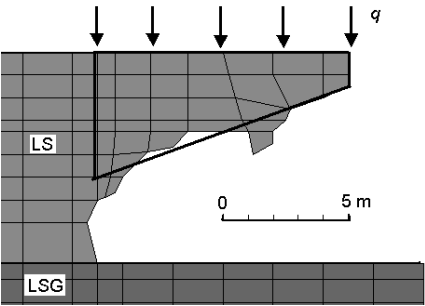


Figure 3. Simplified loading geometry.

Table 3. Weight and distributed load of monument.

Present		Planned	
Load (kN)	Distributed (kPa)	Load (kN)	Distributed (kPa)
96	5	293	15

3 BACK ANALYSES OF SINKHOLES

There are some sinkholes in the close vicinity of the Himeyuri monument as seen in Figure 4. The cave beneath the monument is also a sinkhole.



Figure 4. A view of a sinkhole near Himeyuri monument.

Table 4. Descriptions and illustrations of stability categories.

Category	Physical state	Illustration
I	Stable	
II	Local instability problems in the form of falls/sliding of individual blocks from roof and/or sidewalls. Openings are globally stable.	
III	Considerable scale of falls and sliding of rock blocks from the roof and sidewall of openings. However openings may collapse in long-term.	
IV	Opening globally unstable. In other words, it is in a total collapse state. Sinkholes appear on the ground surface.	

Tokashiki (2011) and Aydan & Tokashiki (2011) proposed some empirical relations between RMR and limit span for different stability categories, which are directly applicable to caves in Ryukyu Islands. The categories of stability modes are illustrated in Table 4. The formulas are given as linear and power functions. The observational results are shown in Figure 5 and 6 together with proposed formulas and the data from collapsed caves in the close vicinity of Himeyuri monument. Although engineers may prefer the linear formula, the power function formula is better in the sense of evaluating the observational results.

Tokashiki (2011) and Aydan & Tokashiki (2011) also proposed some stability assessment methods for the roof of shallow underground openings based on the bending theory of beams or arching theory used in structural mechanics. Particularly, the arching theory has been popular in mining engineering and many formulations are developed with the consideration of various modes of failure (i.e. Aydan 1989, Kawamoto et al. 1991).

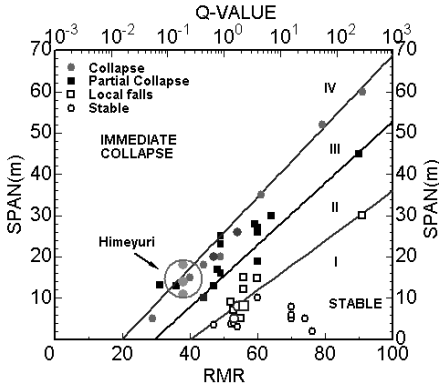


Figure 5. Comparison of empirical linear function for different stability categories with observations.

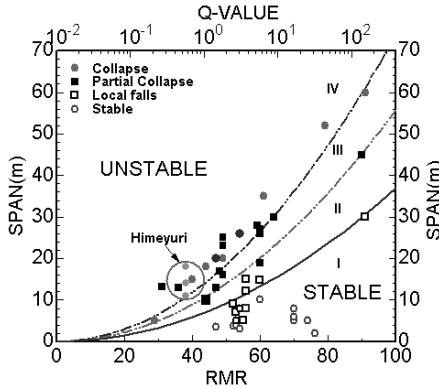


Figure 6. Comparison of empirical non-linear function for different stability categories with observations.

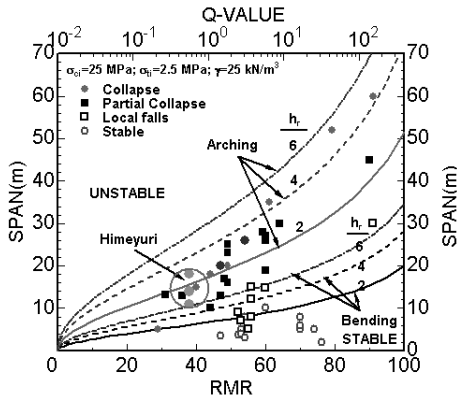


Figure 7. Comparison of limit spans obtained from bending and arching theories with observations.

Figure 7 compares the limit span obtained from bending and arching theories with observations for roof thickness (h_r) of 2, 4 and 6 m. This figure implies that the bending and arching theory should not be applied when the value of RMR is less than 30. Furthermore, the bending theory provides a theoretical basis for local stability while the arching theory theoretically establishes the limit span for collapse of natural underground openings.

4 STABILITY ANALYSIS OF THE MONUMENT

4.1 Stability Analysis by Analytical Methods

The monument and rock foundation beneath was modeled as a cantilever beam with a varying cross section for different loading conditions as illustrated in Figure 3. The computed results indicate that maximum bending stress is less than the tensile strength of rock mass for three different loading conditions except the Planned-2 loading condition (Fig. 8). The maximum tensile stress is greater than the tensile strength of rock mass, which implies that the planned enlargement of the monument may cause the failure of the rock.

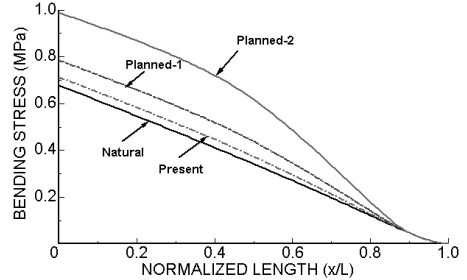


Figure 8. Bending stresses for various loading conditions

4.2 Stability Analysis by 2D Finite Element Method

A series of 2D analyses using finite element method with the consideration elastic behaviour of rock mass were carried out using the mesh shown in Figure 9. Physical and mechanical properties used in the finite element analyses are given in Table 2. Table 5 summarizes and compares the maximum tensile stress induced in rock mass for different loading conditions computed by the FEM and theoretical solution for bending theory of cantilever-like bodies (Tokashiki & Aydan 2010). The value of tensile stresses computed from the FEM is generally less than that from the bending theory. This is due to the difference between the

geometry considered in the theoretical solutions and FEM analyses. In other words, the theoretical solution provides results on the safe-side.



Figure 9. Mesh used in finite element analyses.

Table 5. Comparison of maximum compressive and tensile stresses computed from FEM and bending theory.

Loading Condition	Analysis Method	Max. Tensile Stress (MPa)	Max. Compressive Stress (MPa)
Natural	FEM	0.557	−1.363
	Theory	0.677	
Present	FEM	0.631	−1.402
	Theory	0.713	
Planned-2	FEM	0.770	−1.478
	Theory	0.991	

4.3 3D Numerical Stability Analysis

A series of three-dimensional (3D) numerical analyses of the cave and its surrounding simulated. The material properties were the same as those used in 2D numerical analyses. Figure 10 shows the mesh used for numerical analysis and the body force only applied to the numerical model. Figure 11 shows the contours of maximum and minimum principal stresses and displacement for elastic analyses. As noted from Figures 11a-b and 12, a high tensile zone appears over the ground surface. This area corresponds to the surface projection of the perimeter at bottom of the cave. This result is quite consistent with those from 2D elastic analyses. In addition high tensile stress region exists at the center of the cave bottom. Although we did not consider the dead-weight of the collapsed roof, it would be expected that this high tensile stress zone would disappear if such dead-weight of the collapsed roof material is considered.

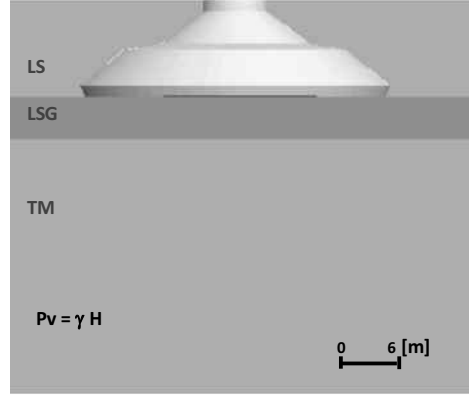
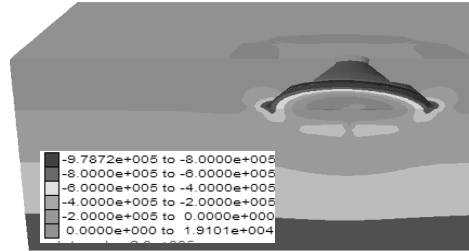
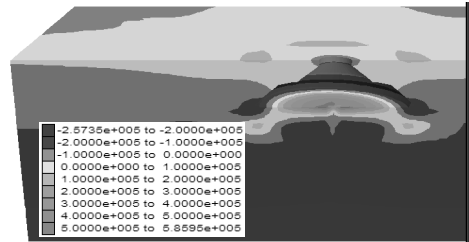


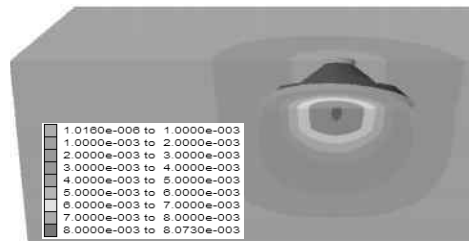
Figure 10. Rock units and simplified cave geometry.



(a) Maximum principal stress contours (unit: Pa).

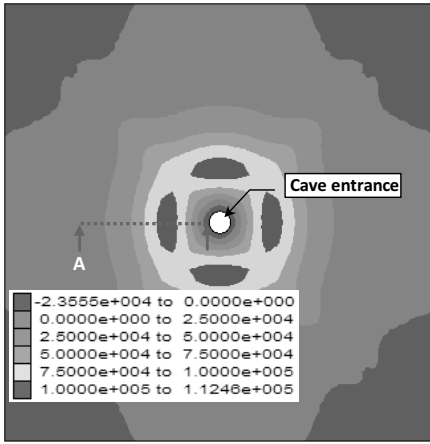


(b) Minimum principal stress contours (unit: Pa).

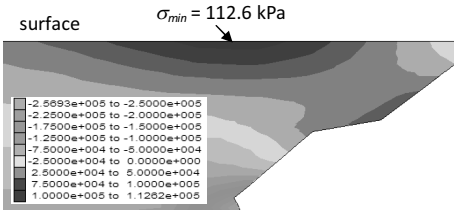


(c) Displacement contours (unit: m).

Figure 11. Maximum and minimum principal stresses and displacement for elastic behaviour.



(a) Minimum principle stress (Pa) at ground surface.

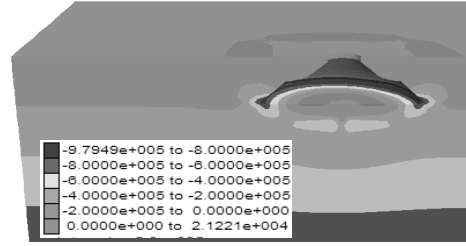


(b) Maximum tensile stress at the A-A' crosssection.

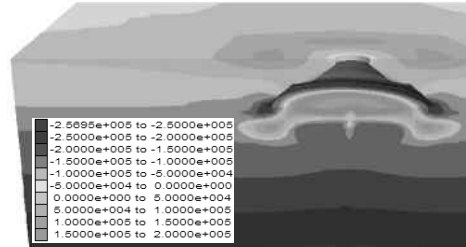
Figure 12. Stress distribution in the close vicinity of the cave.

Next, computation was carried out with the consideration of the elasto-plastic behaviour under the body force condition. Figure 13 shows the contours of maximum and minimum principal stresses and displacement for elastic-plastic analyses. The results are very close to those of the elastic analysis. Figure 14 shows the plastic zone formation. It occurs at the center of the cave bottom. As said before, this zone would disappear when the dead weight of the collapsed body is superimposed. Therefore, the formation of plastic zone at the center of the bottom of the cave is expected to be not adversely affecting the stability of the cave. Furthermore, there should be no failure at the ground surface if the body force only acts in rock mass around the cavity.

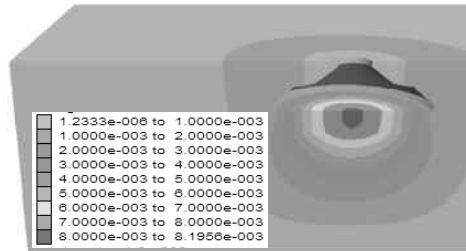
As seen in Figures 12 and 15, the maximum tensile stress at the ground surface is much less than that computed from bending theory and 2D FEM analyses. This may be due to the confining effect of 3D geometry. However, further analyses are necessary on this aspect.



(a) Maximum principal stress contours (unit: Pa).



(b) Minimum principal stress contours (unit: Pa).

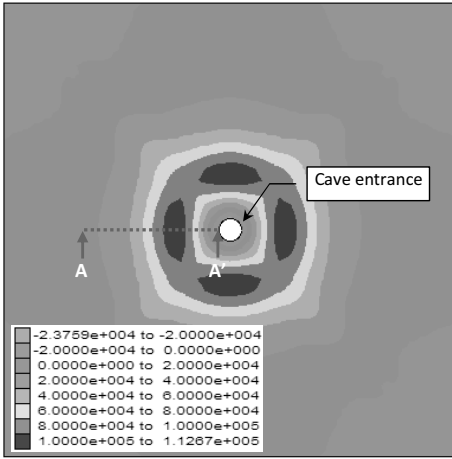


(c) Displacement contours (unit: m).

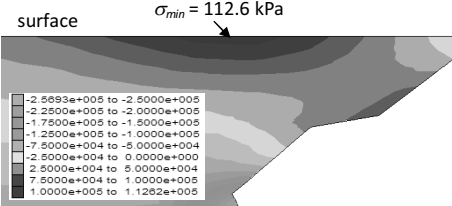
Figure 13. Maximum and minimum principal stresses and displacement for elasto-plastic behaviour.



Figure 14. Plastic zone around the cave.



(a) Minimum principle stress (Pa) at ground surface.



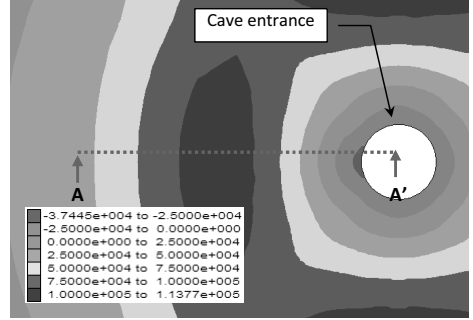
(b) Maximum tensile stress at the A-A' crosssection.

Figure 15. Stress distribution in the close vicinity of the cave.

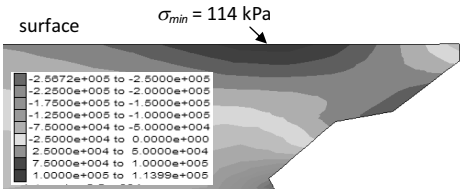
The monument sits at the edge of the cave and its width and length are 5 by 4 m. The present dead weight of the monument imposes 4.8 kPa distributed load. The planned dead weight of the monument would cause 14.7 kPa distributed load over the cave. The results of elasto-plastic analyses for the 14.7 kPa distributed load are shown in Figure 16.

As seen in Figure 16, the maximum tensile stress at the ground surface is much less than that computed from bending theory and 2D FEM analyses. As discussed previously, this may be due to the confining effect of 3D geometry. However, the change of the geometry of the sinkhole at the ground surface may lead to a different stress conditions.

In this case, the plastic zone occurs at the center of the cave bottom. As said before, this zone would disappear when the dead weight of the collapsed body is superimposed. Therefore, the formation of plastic zone at the center of the bottom of the cave is expected to be not adversely affecting the stability of the cave.



(a) Minimum principle stress (Pa) at ground surface



(b) Maximum tensile stress at the A-A' crosssection.

Figure 16. Stress distribution in the close vicinity of the cave.

5 CONCLUSIONS

The authors have presented an integrated study consisting of geological, rock mechanics investigations and a series of analytical and 2D and 3D numerical analyses on the Himeyuri monument in Okinawa Island in relation to its enlargement plans. The following conclusions may be drawn from the studies presented in the previous sections:

- 1) The empirical formulas proposed by authors are in accordance with the data from collapsed caves in the close vicinity of Himeyuri monument.
- 2) The computed results from the bending theory indicate that maximum bending stress is less than the tensile strength of rock mass for three different loading conditions except the Planned-2 loading condition. As the maximum tensile stress is greater than the tensile strength of rock mass, it is concluded that the planned enlargement of the monument may cause the failure of the rock.
- 3) The value of tensile stresses computed from the 2D FEM is generally less than that from the bending theory. This is due to the difference

between the geometry considered in the theoretical solutions and 2D FEM analyses.

- 4) 3D numerical analyses indicated that the maximum tensile stress at the ground surface is much less than that computed from bending theory and 2D FEM analyses. This may be due to the confining effect of 3D geometry. Therefore, the change of the geometry of the sinkhole at the ground surface may lead to a different stress conditions. However, further analyses are felt to be necessary on this aspect.
- 5) In 3D elasto-plastic numerical analyses, the plastic zone occurs at the center of the cave bottom. However this zone expected to disappear when the dead weight of the collapsed body is superimposed. Therefore, the formation of plastic zone at the center of the bottom of the cave is expected to be not adversely affecting the stability of the cave.

Ryukyu Islands are subjected to earthquakes from time to time. Therefore, dynamic analyses of the cave is necessary to investigate the stability of the cave beneath the monument during earthquakes, which are planned to be undertaken in future studies.

REFERENCES

- Aydan, Ö., 1989. The stabilization of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University, 204 pp.
- Aydan, Ö. and T. Kawamoto, 2000. Assessing mechanical properties of rock masses by RMR rock classification method. GeoEngineering 2000 Symposium, Sydney, OA0926.
- Aydan, Ö. and Tokashiki, N., 2011. Assessing mechanical properties of rock masses by RMR rock classification method. GeoEngineering 2000 Symposium, Sydney, OA0926.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. New York: Wiley.
- Kawamoto, T., Aydan, Ö. and Tsuchiyama S., 1991. A consideration on the local instability of large underground openings. Int. Conf., GEOMECHANICS'91, Hradec, 33-41.
- Shinjo, T., Miyagi, N., and Nagayoshi, K., 2001. Mechanical properties of crushed Ryukyu limestone sand (in Japanese). Technical Report of Agricultural Faculty, Ryukyu University, No:48, 113-118.
- Tokashiki, N. 2011. A Fundamental Research on the Engineering Properties and the Evaluation of the Stability of Rock Mass and Masonry Structures of Ryukyu Limestone. Doctorate Thesis, Waseda University, 219 pp.
- Tokashiki, N. and Aydan, Ö., 2010. The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis

on the evaluation of tensile strength of Rock Mass. Journal of Geotechnical Engineering, JSCE, Vol. 66, No. 2, 397-406.

Polimer fiber katkının tünelcilikte kullanılan püskürtme beton tahkimatı üzerindeki etkileri

Effect of the polymer fibre on the shotcrete tunnel support

E.Kömürlü & A.Kesimal

Karadeniz Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Trabzon

ÖZET: Püskürtme beton uygulaması tünelcilik açısından bir devrim yaratmış olmasına rağmen, beton malzemenin kırılgan yapıda olması ve birçok uygulama alanında deformasyonlara istenilen seviyede müsaade edemiyor olmasından dolayı eksiklikleri vardır. Püskürtme beton uygulamasında bir diğer sorun olan geri sekme problemini ve dolayısı ile malzeme kaybını azaltıcı yönde etkisi olan polimer fiber kullanımının, betonun çekme ve eğilme dayanımı değerlerinde büyük oranlarda artış sağladığı görülmüştür. Bu nedenle polimer fiber katkı, eğilme dayanımının kırılma açısından belirleyici faktör olduğu kesitlerdeki yeraltı açıklıklarında püskürtme betonun dayanım değerlerini büyük oranda artırarak avantaj sağlamaktadır. Polimer fiber kullanımı; her ne kadar püskürtme beton tahkimatın sıkışma dayanımına, dolayısıyla radyal gerilmelere karşı olan direncine önemli derecede bir etkisi olmamasına rağmen, deformasyona müsaade etme özelliği kazandırmasından dolayı zemin tepkisine bağlı olarak daha düşük tahkimat basınçları ile daha az malzeme kullanarak duraylılık sağlanmasına olanak tanır. Bu çalışmada, polimer fiber katkılı ve katkısız püskürtme betona ait tahkimat reaksiyonları değerlendirilerek polimer fiber katkının uygulanabilir olduğu ve olmadığı zemin özellikleri irdelenmiştir.

ABSTRACT: Although shotcrete application was a revolution for tunneling, it has some disadvantages since the concrete material has a brittle character and cannot allow deformations at an intended level. It has been experienced that the use of polymer fibers, which decreases the undesirable rebound that causes material loss in shotcrete applications, considerably increases the tensile and bending strengths of concrete. For this reason, contribution of polymer fiber has an advantage by increasing the strength of the shotcrete applied at the underground openings where bending strength of the shotcrete is critical for failure. Even though polymer fiber does not have any significant effect on the increase of the compressive strength and therefore on radial strength of the shotcrete, it ensures to the stability by using less material with a less support pressure since it allows concrete to deform. In this study, support reactions for the shotcrete and for that containing polymer fiber were evaluated, and ground properties, in which polymer fiber is applicable or not, were examined.

1 GİRİŞ

Püskürtme beton malzemesi içerisine fiber katkı uygulaması 1970'li yılların başında çelik kullanarak gerçekleştirilmiştir. Çelik fiberin betonun çatlak direncini, süneklik ve darbe direncini büyük ölçüde artırdığı görülmüştür (Cengiz & Turanlı 2004). Uzunluk çap oranı, fiber malzemesinin çekme dayanımı ve geometrik biçim çelik fiberlerin sınıflamasında kullanılan temel özelliklerdendir. Çelik fiberin, püskürtme beton için basma, eğilme ve çekme dayanım değerlerinde ciddi artışlar sağladığı, uygulamada geri sekme problemini ve dolayısı ile malzeme kaybını azalttığı görülmüştür. Geri sekme probleminin neden olduğu sorun malzeme kaybının yanı sıra çalışma alanında malzeme birikmesine yol açarak

çalışma koşullarını zorlaştırmasıdır. Çelik fiber, betonun gevrekliğini azalttığı ve darbe dayanımını artırdığı için dinamik yüklemelere karşı da betonun direncini artırmaktadır. Dolayısı ile püskürtme beton uygulamasında avantajlar sağlayan çelik fiber katkı son 40 senedir pek çok uygulama alanında kullanılmaktadır. Özellikle patlatmalı kazı yapılan çalışma alanlarında betonun dinamik yüklere maruz kalması veya yüksek deformasyona karşı betonun direnç gösterememesi sonucu beton kırılmalarını önlemesinin yanı sıra kırılan betonun da askıda kalmasını sağlayabildiği görülmüştür. Bir beton sökme işleminde yaşanan tecrübelerde görüldüğü üzere fibersiz betonu kırıcı zorlanmadan kırıp düşürebilirken çelik fiberli beton kırıcı darbelerine karşı çok daha dayanıklı olup, tıpkı bir

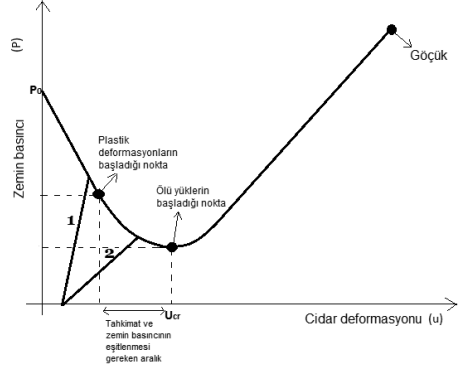
elbise gibi adeta yırtılarak sökülmetedir. Çelik fiberin uzun süreli dayanım açısından paslanmaz olması çok önemlidir. Paslanmaz çelik fiyat itibarı ile pahalı olsa da paslanmış bir çeliğin beton dayanım değerlerinde ciddi bir katkısının olmayacağı unutulmamalıdır. Şekil 1’de paslanmış, elle koparılabilen çelik fiberler görülmektedir. Çelik malzemesi aynı zamanda nozulların kısa sürede yıpranmasına sebebiyet vermektedir.



Şekil 1. El ile koparılabilen paslanmış çelik fiberler

2000’li yılların başında ise püskürtme beton malzemesi içerisine fiber katkı malzemesi olarak plastikler kullanılmaya başlanmıştır. Ülkemizde de plastik fiber katkı püskürtme beton uygulama alanları mevcuttur. Bunlardan birisi, bu çalışmada kullandığımız polipropilen cinsi aynı polimer fiberi kullanan Gümüşhane ilindeki Mastra altın madenidir. Çalışmamızda incelenen ve katalog rakamlarında 300 MPa çekme dayanımına sahip olan bu malzeme su ile tepkimeye girmemektedir. Bu anlamda su teması halinde dayanım değerlerinde çelik fiberde olduğu gibi düşüş yaşanmamaktadır. Malzeme biliminin gelişmesi sonucu ortaya çıkan, çeliğe göre çok daha hafif bir malzeme (0.91 ton/m^3) olan polipropilen fiberin son 10 yıldır kullanımı yaygınlaşmaktadır. Beton içerisinde lifli bir yapı oluşturarak oluşabilecek olan bir kırılma yüzeyinin köprüleme yaparak ilerlemesini engelleyen fiber katkıları aynı zamanda betonun daha çok deformasyona müsaade etmesini sağlamaktadır (Kuruçöl vd. 2008). Betonun çoğu uygulama alanı için çok katı bir tahkimat olmasından dolayı gereksiz yük taşıdığı söylenebilir. Şekil 2’de pilot olarak oluşturulmuş olan bir yeraltı açıklığına ait zemin tepkimesi eğrisi ve farklı iki tahkimat için çizilmiş tahkimat reaksiyon eğrileri görülmektedir. 1 numaralı tahkimat katı bir tahkimat olduğu için yani

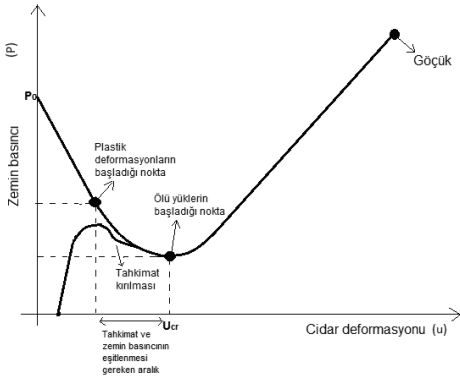
MPa/mm cinsinden yüksek değerlere sahip olduğu için erken tahkimat basıncı sağlayarak daha çok yük taşımış olup, iki numaralı tahkimat malzemesi aynı gerilme altında daha çok deformasyona müsaade ederek daha az tahkimat basıncı ile stabilizasyonu sağlayabilmiştir.



Şekil 2. Zemin-tahkimat etkileşim eğrileri

Burada 1 numaralı tahkimat geleneksel betonu temsil etmekte olup, 2 numaralı tahkimat ise polimer fiberli betonu temsil etmektedir. Bu grafikteki tahkimat reaksiyon eğimini veren değer tahkimat katılığına bağlıdır. Tahkimat reaksiyon eğrisine yönelik bağıntı ve hesaplamalar ilerleyen kısımlarda verilmiştir.

Bazı zeminlerde plastik deformasyon başlanamakta olup radyal gerilmeler elastik sınır içerisinde sifıra inip deformasyonlar durmaktadır. Bazen de çatlamalar başlayıp plastik deformasyonlar gerçekleştikten sonra cıdardaki radyal gerilmeler sifıra inebilir ve deformasyonlar durur bu durumda tahkimata gerek yoktur. Betonun müsaade edemeyeceği miktarda deformasyonların yaşandığı dolayısı ile betonun kırıldığı ve duraylılığın korunduğu durumlarda betonun gereksiz yük taşıdığı söylenilebilir ve bunun nedeni de Şekil 3’te görüldüğü gibi betonun gereğinden fazla katı tahkimat özelliği göstermiş olduğu yönünde açıklanabilir. Eğer ölü yükler başlıyor olsa ve bu ölü yüklerin yaşandığı deformasyon miktarında kırılan betonun kalıcı dayanım değeri bu ölü yükleri karşılayabilecek durumda olmazsa göçük yaşanır. Şekil 3’te görüldüğü gibi beton tahkimat dayanım değerine gereğinden erken deformasyon miktarında ulaştığı için kırılma yaşamıştır. Şekil 4’te kırılmış beton tahkimatın olduğu ve stabilizasyonun sağlandığı yüksek katılıktan dolayı gereksiz tahkimat basınçlarının sağlandığı bir galeri görülmektedir.



Şekil 3. Zemin-kırılan tahkimat reaksiyonları.



Şekil 4. Kırılmış beton tahkimat.

Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda plastik fiber katkının betonun eğilme ve çekme dayanımı değerlerinde ciddi artışlar sağladığı görülmüştür. Yeraltı açıklığının kesit şekline bağlı olarak beton tahkimata gelecek olan gerilme çeşidi değişiklik gösterir. Örneğin, tam dairesel kesitte cidardan gelen gerilmeler neticesinde beton tahkimat her konumda basma gerilmelerine maruz kalmaktadır. Arazinin yanal gerilme düşey gerilme oranının tüm değerleri için, tahkimat basıncı var ise cidarda radyal gerilme değerleri pozitifdir. Bu durumda beton tahkimatın dayanım değerleri daha yüksek olmaktadır. Dikdörtgen şeklindeki yeraltı açıklığı örneğinde olduğu gibi püskürtme beton tahkimatı eğilme gerilmelerine maruz kalmaktadır. Beton malzemesinin eğilme ve çekme dayanım değerleri basma dayanımı değerlerine göre oldukça düşük olduğu için daha erken kırılma gözlemlenebilir. Beton malzemenin tipik olarak eğilme dayanımı sıkışma dayanımı oranı 0.08-0.15 aralığındadır (Ashour vd. 2000). Yapılan deneysel çalışmalarda polimer fiber kullanımının bu oranı artırdığı görülmüştür.

Özellikle kısa süreli dayanım değerlerinde bu oran 0.3 değerinin üzerine çıkabilmektedir.

2 DENEYSEL ÇALIŞMA VE ÇIKARIMLAR

Polimer fiber katkının püskürtme beton üzerindeki etkilerini görmek için su çimento oranı % 50 olan, çimentonun kütlege % 2 değerinde priz hızlandırıcı kullanılan, en iri agrega boyutu 8 mm olmak üzere 1300 kg/m³ agrega, 6 kg/m³ polipropilen cinsi polimer fiber katkılı beton ve polimer katkısız aynı beton kıyaslanmıştır. Numunelerimizde en iri agrega boyutunun 8 mm olmasının nedeni 200 mm x 50 mm x 50 mm boyutlarında eğilme dayanımı numunelerimizin uniform davranabilmesi için en büyük agrega tane boyunun eğilme dayanımı numunesinin en kısa kenarının 1/6'sından küçük olmasını sağlamaktır. Eğilme numunesi simetrik, izotropik ve daha önce eğilmeye maruz kalmamış ise tarafsız (neutral) eksen, numuneyi yatay olarak iki eşit parçaya bölen düzlemi oluşturmaktadır. Bu eksenin sınırlandırdığı çekme ve sıkışma zonu derinliklerinin maksimum agrega tane boyundan en az 3 kat büyük olması gerekmektedir (Başka 2006). Beton numunelerimizde kullanılan agregaların 4 mm altındaki ince agrega miktarı 685 kg/m³ 4mm'den iri agregaların miktarı ise 615 kg/m³ değerindedir. Aşağıdaki Çizelge 1'de polimerli ve polimersiz numunelere ait basma dayanımı değerleri verilmiştir.

Çizelge 1. Tek eksenli basma dayanımı sonuçları .

Numune	Tek eksenli basma dayanımı (MPa)		
Türü	1 gün	7 gün	28 gün
Polimerli (6 kg/m ³)	13.32	25.49	31.79
	12.90	26.02	29.07
	12.50	23.87	28.59
	Ort:12.91	Ort:25.13	Ort:28.82
Polimersiz	10.06	22.29	27.87
	12.15	25.56	29.27
	13.47	23.62	31.81
	Ort:11.89	Ort:23.82	Ort:28.65



Şekil 5. Polimer fiber.



Şekil 6. Kırılmış polimerli beton numuneleri.

Test sonuçlarından görüldüğü üzere polimer fiberin betonun tek eksenli basma dayanımı üzerine ciddi bir katkısı bulunmamaktadır. Kilogramının günümüz fiyatları ile 8 Amerikan dolaylarında olduğu bu malzeme, basma dayanımı üzerinde ekonomik olarak dayanım artışına neden olamamaktadır. Ancak, püskürtme beton malzemesinin katılığını azalttığı için pek çok uygulama alanında betonun kırılmamasına ve daha düşük tahkimat basıncı ile stabilizasyonun sağlanmasına olanak tanır.

Püskürtme beton tahkimatın katılığı olan Şekil 2'deki tahkimat reaksiyonun eğimini veren bağıntı Eşitlik 1'de verilmiştir (Hudson & Harrison 1997):

$$K_s = \frac{E_s}{(1 + \nu_s) r_i (1 - 2\nu_s) r_i^2 + (r_i - t_s)^2} \quad (1)$$

Ks: Beton tahkimatın katılığı (MPa/mm)

Es: Beton malzemesinin elastisite Modülü (GPa)

ν_s : Beton malzemesinin poisson oranı

r_i : Tünel yarıçapı (m)

t_s : Püskürtme beton kalınlığı (m)

Polimerli ve polimersiz beton tahkimatın katılığını karşılaştırmak için gerekli parametrelere ulaşmak adına tek eksenli basınç altında deformabilite deneyi yapılmıştır. 20 santimetre boya 10 santimetre çapa sahip 3 adet polimer fiberli, 3 adet polimer fibersiz toplam 6 adet numuneye ait gerilme değerlerine karşılık eksenel ve çapsal deformasyon değerleri ölçülmüş, elde edilen elastisite modülü ve poisson oranı değerleri aşağıdaki tablolarda verilmiştir (Çizelge 2, 3, 4) Beton numuneleri 28 gün kür süresine sahip olup polimerli numunelerde 6 kg/m³ polimer fiber kullanılmıştır.

Şekil 5'te görülmekte olan polimer fiber malzeme ile hazırlanan tek eksenli basma gerilmesi altında kırılan beton numuneleri Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8'de görülmektedir.



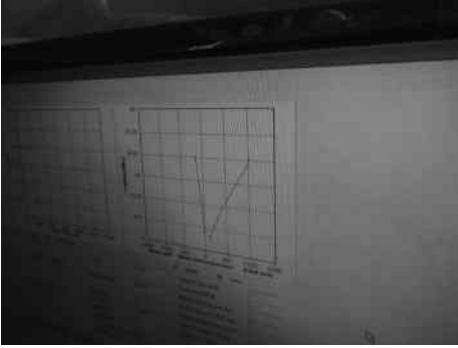
Şekil 7. Birim deformasyon ölçer yapılandırılmış numune.



Şekil 8. Tek eksenli basınç altında kırılmış deformabilite deneyi numunesi.



Şekil 9. Tek eksenli basınç altındaki deformabilite deneyi numunesi.



Şekil 10. Birim deformasyon ölçer okumalarının izlenmesi.



Şekil 11. Birim deformasyon ölçer okumalarının izlenmesi.

Çizelge 2. Polimersiz numunelere ait elastisite modülü değerleri.

Elastisite modülü	1.num.	2.num.	3.num.	Ort.
E_{tanjant} (GPa)	56.84	29.22	36.27	40.78
E_{sekant} (GPa)	51.22	37.82	38.97	42.67
E_{ortalama} (GPa)	43.50	30.78	40.57	38.28

Çizelge 3. Polimerli numunelere ait elastisite modülü değerleri.

Elastisite modülü	1.num.	2.num.	3.num.	Ort.
E_{tanjant} (GPa)	29.23	33.34	29.07	30.55
E_{sekant} (GPa)	35.92	46.08	39.67	40.56
E_{ortalama} (GPa)	40.38	39.06	32.64	37.36

$$\nu = -E_a/E_l = -\epsilon_a/\epsilon_l \quad (2)$$

ν : Poisson oranı

E_a : Eksenel elastisite modülü (GPa)

E_l : Yanal elastisite modülü (GPa)

ϵ_a : Eksenel birim deformasyon(%)

ϵ_l : Yanal birim deformasyon (%)

Deneyisel çalışmalardan elde edilen sonuçlarda görüldüğü gibi polimer fiber katkı betonun elastisite modülü değerlerini düşürmektedir. Bunun nedeni, polimer fiber malzeme ile çimento harcının yüzeylerinde kimyasal bir birleşme yaşanmadığı için betonda boşluklar oluşması ve aynı zamanda kullanılan polimer malzemenin betonun elastisite modülü değerinden daha düşük elastisite modülü değerine sahip bir katkı olarak açıklanabilir. Polimer fiber katkının betonun poisson oranı değerlerinde de düşüşe neden olduğu deneyisel çalışmalarda görülmüştür. Çizelge 4'te polimerli ve polimersiz numunelere ait poisson oranı değerleri görülmektedir.

Çizelge 4. Numunelerin Poisson oranları.

	1.num.	2.num.	3.num.	Ort.
vtanjant Polimerli	0.322	0.306	0.258	0.295
vsekant Polimerli	0.261	0.229	0.302	0.264
vtanjant Polimersiz	0.405	0.324	0.410	0.380
vsekant Polimersiz	0.320	0.233	0.273	0.275

Bu sonuçlara göre Eşitlik 1'de verilmiş olan bağıntıdaki ilgili parametrelerin değerlerindeki belirtilen azalmalar tahkimat katılığının da azalmasına neden olmaktadır. Dolayısı ile polimer fiber katkı ile betonun aynı gerilme miktarında kırılmadan, daha çok deformasyona müsaade etmesine olanak sağlanmış olur. Betonun gevrekliği azaltılmış ve çoğu uygulama alanı için gereksiz erken tahkimat basıncı sağlandığından dolayı yaşanan tahkimat kırılmaları engellenmiş olur. Tahkimat katılığının azaltılması gereken alanlarda polimer fiber kullanımı avantaj sağlamaktadır. Ama hızlı tahkimat basıncının sağlanması gereken yeraltı açıklıkları etrafında elastik deformasyonun olmadığı sık süreksizlilerin bulunduğu problemli zeminlerde olduğu gibi bir takım zemin özellikleri için tahkimat katılığının azaltılması dezavantaj sağlayacaktır.

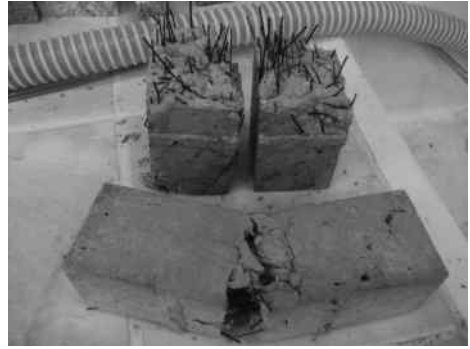
Betonun bir dezavantajı basma dayanımına nazaran çok düşük çekme ve dolayısı ile eğilme dayanımı değerlerine sahip olmasıdır. Pek çok kesitteki yeraltı açıklığında yaşanan püskürtme beton tahkimatın kırılma nedeni beton malzemeye ait düşük eğilme ve çekme dayanımıdır. Örneğin, düz tavana sahip olan bir yeraltı açıklığında püskürtme beton tahkimat, tavandan gelen yüklenme sonucu eğilme gerilmelerine maruz kalmaktadır. Polimer fiber katkının betonun eğilme dayanımı üzerindeki etkilerinin incelenmesi için 3 noktadan eğilme dayanımı testleri yapılarak polimerli ve polimersiz numunelerin farklı priz zamanlarında dayanım değerleri incelenmiştir. Hazırlanan numunelerin içeriği basma dayanımına tabi tutulan numuneler ile aynıdır. Çizelge 5'te numunelerin eğilme dayanımı değerleri verilmiştir.

Çizelge 5. Eğilme dayanımı testi sonuçları.

Numune Tipi	Eğilme Dayanımı (MPa)		
	1 günlük	7 günlük	28 günlük
Polimersiz	1.204	2.663	3.008
	1.298	2.830	3.057
	1.325	3.019	3.265
	Ort:1.276	Ort:2.837	Ort:3.110
	3.671	5.185	5.054
Polimerli (6 kg/m ³)	4.126	4.544	4.923
	3.878	4.747	5.768
	Ort:3.892	Ort:4.825	Ort:5.248

Deney sonuçlarına göre polimersiz betonun 28 günde ulaşmadığı eğilme dayanımı değerlerine polimer katkı ile 1 günde ulaşmak mümkündür. 1

günlük eğilme dayanımı değerleri karşılaştırıldığında polimer katkılı betonun 3 kat artış sağladığı görülmekte olup bu oranın betonun priz zamanına bağlı olarak azaldığı görülmektedir. Polimer fiber katkının eğilme dayanım değerlerinde ciddi artış sağladığı görülmekle birlikte özellikle kısa süreli dayanım değerlerinde daha büyük oranlarda dayanımı artırdığı söylenebilir. Bunun nedeni organik kökenli olan bir polimer malzemenin yüzeyinin çimento ile kimyasal tepkimeye girmemesinden dolayı aderansın betonun priz alması ile ciddi artış sağlamamasıdır. Şekil 12 ve 13'te polimer fiberli eğilme dayanımı numuneleri görülmektedir.



Şekil 12. Polimer fiberli, kırılmış eğilme dayanımı numuneleri.



Şekil 13. Polimer fiberli, kırılmış eğilme dayanımı numuneleri.

At nalı, ters u, düz tavan taban veya yan duvarlara sahip yeraltı açıklıklarında olduğu gibi betonun düşük eğilme dayanımı değerlerinden dolayı tahkimat kırılma riskinin yaşandığı yeraltı açıklıkları için püskürtme beton içerisinde polimer

fiber katkı kullanmak büyük avantaj sağlayacaktır. Betonun basma dayanımı değerinin tahkimat kırılmasını belirleyici faktör olduğu dairesel yeraltı açıklıklarında, polimer fiber kullanımı, tahkimat dayanım değerlerinde önemli derecede artış sağlamamaktadır. Ancak, tahkimat katılığını azalttığı için daha düşük tahkimat basıncı ile stabilizasyonun sağlanmasına olanak sağlar. Killi zeminlerdeki şişme problemleri karşısında betonun müsaade edebileceği deformasyon miktarını artırdığı için tahkimat kırılmalarını önleyici yönde etki sağlar. Killi zeminlerde şişmeye izin verilmezse gereksiz tahkimat basıncı sağlanması gerekecek ve beton kullanım miktarı artacaktır. Şekil 2’de görüldüğü gibi polimer fiber tahkimat reaksiyon eğrisinin eğimini azaltarak istenen tahkimat basıncına daha yüksek deformasyon miktarında ulaşılmasını sağlar. Örneğin, 6 metre yarıçapında dairesel bir yeraltı açıklığı düşünürsek elastite modülü 30 GPa, Poisson oranı 0.3 olan bir beton ile yapılan 30 santimetre kalınlığında bir püskürtme beton tahkimat Eşitlik 1’e göre 1 mm deformasyona karşılık 0.288 MPa tahkimat basıncı sağlarken betonun elastisite modülünün 25 GPa ve Poisson oranının 0.25 değerine düşmesi sonucu tahkimat 1 milimetrelilik radyal deformasyon sonucu 0.232 MPa tahkimat basıncı sağlamaktadır. Dolayısı ile betonun Poisson oranı ve elastisite modülünün düşmesi sonucu katılık değeri de düşüş göstermektedir. Beton tahkimatın katılığını düşürmek için başka bir yöntem kalınlığını azaltmak olsa da bu durumda tahkimat dayanım değeri önemli oranda etkilenir. Eşitlik 3’te görüldüğü gibi püskürtme betonun cıdardan aktarılan radyal gerilmelere karşı olan dayanımı(P) püskürtme beton kalınlığı (ts), tünel yarıçapı (ri), betonun tek eksenli basma dayanımı(σ_{cs}) değerlerine bağlı olarak etkilenir (Hudson & Harrison 2000).

$$P = \frac{\sigma_{cs}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_s)^2}{r_i^2} \right] \quad (3)$$

Örneğimizdeki tünelde 30 GPa elastisite modülü, 0.3 poisson oranı değerine sahip beton ile 25 GPa elastisite modülü, 0.25 poisson oranı değerine sahip betonun aynı katılığa sahip olması için Eşitlik 1’e göre 30 GPa elastisite modülüne sahip olan betonun kalınlığı 30 santimetreden 24.3 santimetreye düşürülmelidir. Bu durumda her iki beton tahkimatın da katılığı 0.232 MPa/mm değerinde olacaktır. Bu durumda Eşitlik 3’e göre beton dayanım değeri 0.8 katına düşmektedir.

Gerilmeler sıfıra inmiyor ve deformasyonlar durmuyorsa mutlaka belirli bir deformasyon miktarında gerilmeler artmaya başlar ve tahkimatın dayanım değeri bu noktada radyal gerilmelere cevap veremiyorsa tahkimat ölü yüklerle maruz kalacak ve kırılacağı basınca kadar tahkimat basıncı radyal gerilmelere eşitlenemezse duraysızlık yaşanacaktır. Kırılmış olan beton tahkimatın kalıcı dayanım değerleri cıdardan etkileyen gerilmelerin düşüşü ile Şekil 3’te görüldüğü gibi bir noktada eşitlenebilecek ve stabilizasyon sağlanabilecek olsa da kırılmış ve fazla deformasyona uğramış betonun kalıcı dayanım değerleri çok düşecek ve hatta şekil 4’te görüldüğü gibi büyük bloklar halinde düşmeler yaşanabilecektir. Bu durumda halen stabilizasyon korunuyorsa betonun gereksiz tahkimat basıncı sağladığı söylenebilir.

Tahkimatın çok hızlı reaksiyon sağlaması gereken, az deformasyona uğradığında nispeten daha yüksek basınç sağlayan katı bir tahkimata gerek olan, süreksizliklerin sık olduğu zeminler için polimer fiber katkı uygun değildir. Ayrıca, şehirsiz bölgelerde olduğu gibi tasmanın minimum seviyede olması istenen uygulama alanlarında polimer fiber katkı kullanımı uygun olmaz. Çünkü, beton tahkimat tünel içinde daha çok deformasyona müsaade edeceği için yüzeydeki oturmalar da tünel içi deformasyonlar ile orantılı olarak artış gösterecektir. Patlatma yapılan alanlarda beton tahkimata dinamik yükler aktarıldığı için patlatma sonucu püskürtme beton malzemesinde istenmeyen süreksizlikler oluşabilmektedir. Polimer fiber, betonun dinamik yüklere karşı dayanımını, enerji emme kapasitesini, darbe dayanımını, büyük oranda artırır (Cengiz & Turanlı 2004). Dolayısı ile, patlatma kaynaklı veya galeri içerisindeki çalışmalardan kaynaklı yaşanan beton çatlamalarını önlemek için polimer fiber katkı kullanılabilir. Polimer fiber katkı kırılan beton malzemenin askıda kalmasını sağlayarak düşmesini engeller. Aynı zamanda püskürtme beton uygulamasında ciddi bir problem olan, malzeme kaybına ve çalışma alanında birikmeye neden olarak çalışma verimliliğinin düşmesine yol açan geri sekme problemi için polimer fiber katkı kullanmak avantaj sağlar. Çelik fiberin olduğu gibi polimer fiberin de geri sekme problemini azaltıcı yönde etkisi vardır. Beton malzemesi içinde bir lif sistemi oluşturarak köprüleme ile taneleri bir arada tutar ve taneler daha büyük kütleler halinde hareket edeceği için dağılmayı, dolayısı ile geri sekmeyi engeller.

300 MPa tipik çekme dayanımı değerine sahip olan polipropilen, beton için polimer fiber malzemesi olarak Dünya’da en yaygın kullanılan malzemedir. Bu konuda da ilerde değişimler olacağını düşünüyoruz. Polipropilen çimento ile yüzeyinde kimyasal bir bağlanma yaşamamakta dolayısı ile beton içerisinde gözenekler oluşmaktadır. Polipropilen fibere göre çimento harcı ile kimyasal olarak bağlanma özelliği gösterebilen yüksek aderansa sahip daha dayanıklı yeni malzemeler beton için daha iyi katkı sağlayabilirler. Gerek basma gerek eğilme dayanımı numunelerimizin hiç birinde polimer fiberin kopmadığı, kırılma yüzeylerinde polimer fiberin betondan sıyrıldığı görülmüştür. Dolayısı ile polimer malzemenin çok yüksek dayanım değerlerine sahip olması yeterli değildir, yüksek aderansa sahip olması gerekmektedir. Malzeme yüzeylerindeki kimyasal etkileşimin yanı sıra fiber malzemenin geometrik şekli, yüzey pürüzlülüğü, fiziksel özellikleri gibi faktörler de aderansı etkileyen faktörler olup, fiber katkının beton dayanım değerleri üzerindeki etkilerini büyük ölçüde etkilerler. Polipropilen cinsi polimer malzemenin fiber katkı olarak kullanılmasının önemli bir nedeni de pratik olarak istenilen fiziksel özellikte üretim yapılabilmesidir. Polipropilen termoplastik bir polimerdir. Termoplastik polimerler düz zincirli polimerler olup ısıtıldıklarında önce yumuşarlar ve sonra erirler. Bu şekilde ısı işlem ile fiber elde edilecek olan malzeme şekillendirilebilir. Polipropilen 160 °C sıcaklıkta erimektedir. Polipropilen malzemesi 80 - 90 °C sıcaklığına kadar ısıtılarak rahatlıkla ipliksi yapıda şekil verilebilmektedir. Termoset polimerler ise çarpraz bağlı polimerler olup ısıtılarak kalıplanamazlar ve çok ısıtılırlarsa yanarlar.

Çelik fiberin yüzeyi çimento harcı ile daha iyi yapışabilme özelliğine sahiptir. Çelik fiber betonun basma dayanımı değerlerinde de ciddi artışlar sağlamaktadır (Ayan vd. 2011). Basma dayanımında önemli bir artış sağlamayan polimer fiber katkının deneysel çalışmalar sonucunda eğilme dayanımında yüksek oranda artış sağladığının görülmesi beton malzemesinin çekme dayanımının artırılmış olması ile ilgilidir. Beton içerisindeki polimer lif çekme gerilmelerine maruz kalan betonun köprülme dolayısı ile kendisine tutunması sağlar. Farklı geometrik şekilde aynı cins polimer fiber malzemeler farklı oranlarda kullanılarak aynı dayanım değerleri sağlanabilmektedir. Dayanım değerlerinin yanı sıra geometrik şekil ve fiber çapı-boyu betonla verimli karışmayı etkileyen önemli faktörlerdir. Beton

içerisinde daha homojen karışım gösterebilmesi, topaklanmanın daha az olması malzemenin daha verimli kullanılmasına ve dolayısı ile daha az malzeme ile daha büyük katkı sağlanmasına olanak sağlamaktadır. Fiber malzemesinin fiziksel özellikleri beton içinde oluşan lif sisteminin mekanik özelliklerini etkiler.

Beton içerisindeki lif sisteminin elastisite modülü üzerindeki etkileri ile ilgili analitik yaklaşımlar da geliştirilmiştir. Bunlardan biri Eşitlik 4’te verilmiştir (Teng vd. 2004).

$$E_c = E_m [(1 + \xi V_f) / (1 - \eta V_f)] \quad (4)$$

E_c : fiberli betonun elastisite modülü (GPa)

E_m : fibersiz betonun elastisite modülü (GPa)

V_f : fiberin hacimce karışımdaki oranı (%)

$$\eta = (E_f / E_m - 1) / (E_f / E_m + \xi) \quad (5)$$

ξ değeri fiberin boy çap oranına ve fiberin hacimsel olarak karışımın içindeki oranına bağlı olarak değişen pozitif bir katsayıdır. E_f ise fiber malzemesinin elastisite modülüdür.

Fiber malzemenin elastisite modülü betonun elastisite modülünden küçük olduğunda Eşitlik 5’te görüldüğü gibi η değeri negatif çıkmaktadır ve bundan kaynaklı olarak Eşitlik 4’ten elde edilen fiberli betonun elastisite modülü fibersiz betona göre daha düşük bir değer alacaktır.

3 SONUÇ

İnşaat ve madencilik sektöründe önemli bir tahkimat malzemesi olan beton için malzeme biliminin gelişimi sonucu yeni katkı malzemeleri ortaya çıkmaktadır. Polimer fiber katkı betonun çekme ve eğilme dayanımında büyük oranda artış sağlamakta olup aynı zamanda betonun daha sünek malzeme özelliği göstermesine neden olur. Betonun elastisite modülü ve Poisson oranı değerlerini azaltarak tahkimatın katılığını (MPa/mm) azaltır. Çelik fiberin betona avantaj sağlamış olduğu konularda polipropilen malzeme de avantaj sağlamakta olup bu durum betonun basma dayanımı değerlerinde bir istisna göstermektedir. Polipropilen malzemenin su ile tepkimeye girmemesi, hidrofobik özellik göstermesi ve suyu itmesi nedeni ile çimento ile polimer yüzeyindeki çimentolar için hidrasyonun verimli gerçekleşmemesine sebep olur.

Polipropilen fiber katkı beton içinde çelik fibere nazaran daha boşluklu yapı oluşmasına sebebiyet verir. Çelik fibere göre en önemli avantajı ise yine su ile birlikte kimyasal tepkimeye girmiyor olması hususundadır. Su olan bir yerde betonun ıslanması ve çeliğin paslanması sonucu fiber yapının beton dayanım değerleri üzerindeki olumlu etkileri zamanla azalma göstermektedir. Özellikle uzun süreli tahkimat basıncı sağlayacak olan sulu zeminlerdeki otoyol, demiryolu tünelleri gibi alanlarda kullanılan beton malzemesine bu anlamda dikkat edilmelidir. Teorik olarak bir eğilme dayanımı beton numunesinin kalınlık artışı malzemenin kırılma yükünü karesi kadar artırmaktadır. Kısa süreli eğilme dayanımı değerlerinde 3 kattan fazla artış sağladığı görülen 6kg/m^3 oranında kullanılan polimer fiber yerine malzeme kalınlığı 1,732 kat daha fazla artırılmalı ve dolayısı ile metreküp başına $0,732\text{ m}^3$ daha fazla beton kullanılması gerekmektedir. Bunun yerine kilogramı 8 \$ olan incelediğimiz polipropilen fiber malzemeden 6 kilogram kullanmak çok daha ekonomik olarak eğilme dayanımını artıracaktır. Dayanım değerlerinin yanı sıra zeminde müsaade edilebilir deformasyon miktarları önemlidir. Polimer fiber katkılı beton aynı tahkimat basıncına polimer fiber katkısız betona göre daha büyük deformasyon değerlerinde ulaşacağı için bu durum zemin reaksiyonuna bağlı olarak hızlı tahkimat basıncı sağlanması gereken alanlarda dezavantaj yaratabilir. Dayanım değerlerini yükseltse de deformasyona gereğinden fazla müsaade etme durumunda ölü yüklerin oluşması ve gerilmelerin hızla artış göstermesi sonucu tahkimat kırılma riski oluşur. Dolayısı ile öncelikle zemin reaksiyon eğrilerinin detaylı incelenmesi ve ona göre polimer fiber katkı ile tahkimat reaksiyon eğrilerinin istenilen katılığa sahip tahkimatı sağlaması istenir. Karışımdaki farklı polimer katkı oranları tahkimat katılığını farklı seviyede etkiler. Minimum tahkimat basıncı ile deformasyonları durdurmak adına erken ve gereksiz tahkimat basıncından kaçınmak için ve ayrıca beton malzemesinin çekme, eğilme dayanım değerlerini büyük ölçüde artırmak için polimer fiber katkı kullanılabilir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, desteklerinden dolayı Koza Altın İşletmeleri A.Ş. Gümüşhane Mastra Altın Madeni İşletmesine teşekkür etmektedirler.

KAYNAKLAR

- Ashour, S.A., Wafa, F.F. and Kamal, M.I., 2000. Effect of the concrete compressive strength and tensile reinforcement ratio on the flexural behaviour of fibrous concrete beams. *Engineering Structures*, 22, 1145-1158
- Ayan, E., Saatçioğlu, Ö. and Turanlı, L., 2011. Parameter optimization on compressive strength of steel fiber reinforcement high strength concrete. *Construction and Building Materials*, 25, 2837-2844
- Başka, M.A., 2006. Betonun basınç dayanımının belirlenmesi ve değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Atatürk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Erzurum, 94 s.
- Cengiz, O. and Turanlı, L., 2004. Comparative evaluation of steel mesh, steel fibre and high performance polypropylene fibre reinforced shotcrete in a panel test. *Cement and Concrete Researches*, 34, 1357-1364.
- Hudson, J.A. and Harrison, J.P. 2000., *Engineering Rock Mechanics*. Pergamon, 2nd imp., 443pp.
- Kurugöl, S., Tanaçan, L. and Ersoy H.Y., 2008. Young's modulus of fiber-reinforced polymer-modified lightweight concrete composites. *Construction and Building Materials*, 22, 1013-1028.
- Teng, T.L., Chu, Y.A., Chang, F.A. and Chin, H.S. 2004. Calculating elastic moduli of steel-fiber reinforced concrete using a dedicated empirical Formula. *Computational Materials Science*, 31, 337-346.
- Vilanova, A., Fernandez, J., and Landberger, G.A., 2011 Evaluation of the mechanical properties of self compacting concrete using current estimating models: Estimating the modulus elasticity, tensile strength, and modulus of rupture of self compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 25, 3417-3426.
- Yaylacı, E., 2010. Polimerlerin ısı özellikleri <http://eyupyaylaci.com/polimerlerin-ısı-ozellikleri/>

Measurement of the crack displacement using digital photogrammetry

A.Kanazawa, S.Nishiyama & T.Yano

Department of Urban Management, Graduate school of Engineering, Kyoto University, Kyoto, Japan

T.Kikuchi

J-POWER Design Co.,Ltd.,Tokyo, Japan

O.Murakami

TSUKUBA SOFTWARE ENGINEERING CO.,LTD., Ibaraki, Japan

ABSTRACT: The objective of the study is to develop a measurement technique for crack deformation monitoring by using a digital camera image. In the measurement technique proposed here, reflective targets are established at the measurement points around the crack as gauges and the digital camera image of the targets is subjected to a process that consists of image processing and photogrammetry, and the two dimensional displacement of the crack is calculated based on the coordinates of targets. In this paper, experiments were performed to verify the accuracy and precision of the measurement and the results showed that the changes of the tensile and shear displacement of the crack we could measure were found to be about 20 μm by using the image taken 1m away from the crack. This paper also presents the actual tunnel measurement results to demonstrate that the cracks on the tunnel wall can be identified through simple measurements.

1.INTRODUCTIONS

In Japan, many infrastructures have been constructed during the rapid economic growth period in 1960s, and moreover, Japan often suffers natural disasters such as earthquakes and typhoons. One of the most challenging issues in Japan is to know whether these old infrastructures are safe or not, and the inspection to evaluate their soundness will play an important role for countermeasure such as reinforcement, repair and reconstruction. In infrastructures consisted of concrete such as bridges and tunnels, width and patterns of cracks which occur on surfaces of the infrastructures is one of the most important signs to estimate their soundness (Yamada et al. 2007). The prediction of the change of the crack width and length and the prevention of resultant damages require the establishment of crack behavior monitoring technology. Generally, vernier caliper and crack gage are usually used as measurement tools, but these methods heavily depend on human efforts, which cause nonobjective evaluation (Kimoto et al. 2010).

Considering this situation, this paper presents a study on the application of a measurement technique using digital image processing and photogrammetry to the development of a new measurement system for crack monitoring. In the measurement technique

proposed here, the deformation of the crack is calculated based on the image taken from an arbitrary camera position. This system has the following advantages.

- Measurement can be carried out only by taking an image and does not need human skill, knowledge and experience. (Fraser et al. 1993)
- The necessary measurement hardware consists of a digital camera and a PC, which holds measurement cost in very low level. (Zhang et al. 1999)
- Digital photogrammetric measurement is superior to conventional measurement in objectivity and reproducibility. (Ryu et al. 2008)
- It is possible to make a database including also the number of cracks and the crack length by using a digital image. (Nishiyama et al. 2008)

The study aims to develop the measurement method of the crack displacement on the digital image. In our developed method, reflective targets are established at the measurement points around the crack as gauges and the two dimensional displacement of the crack, which are tensile and shear displacement, is calculated based on the coordinates of the targets on an image taken from arbitrary position. In this paper, experiments were performed to verify the accuracy and precision of

the measurement. In the experiments, we measure the relation between the distance and angle of photographic positions from targets and the accuracy and precision of the measurement results. This paper also presents the measurement results of the crack displacements in the actual tunnel damaged by landslide in order to demonstrate that the soundness of the infrastructure can be identified through simple measurements.

2. PRINCIPLE OF CRACK MEASUREMENT

This section explains techniques and principle for measuring cracks on digital images taken.

2.1 The process of the measurement

We measure the width and length of the crack as follows.

- 1) Reflective targets shown in Figure 1 were attached around the crack as gauges. These targets were designed with glass beads arranged in circles to induce a strong diffuse reflection of incident light. There are four circles on each target. The distance of one pair of circles on both sides of the crack is measured and the change of the distance means the displacement. The circles on the target also act as marks for the perspective projection.
- 2) A digital image of the targets is taken from an arbitrary camera position and camera angle. The digital image taken at an arbitrary camera angle is converted to the image facing the target by the perspective projection.
- 3) The 2-dimensional coordinate values of the centroids of the circles on the image are measured by using the image processing.
- 4) The distances between the circles of the targets

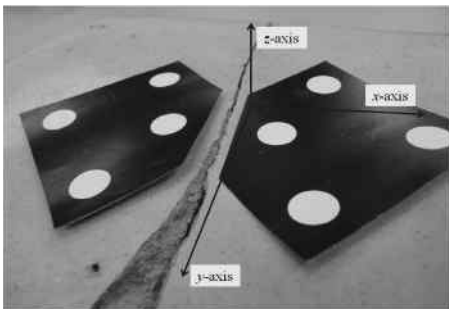


Figure 1. An example of reflective targets
Targets are placed on both sides of crack.

on the both sides of the crack indicate the tensile and shear displacements.

The measurement procedure we developed has the following characteristics (Hattori et al. 2001):

- Measurement involves photographing can eliminate the need for human skill to improve accuracy as in conventional measurement.
- The necessary measurement hardware consists of a digital camera and a PC. That's why this measurement system brings down measurement cost.

2.2 Basic principles of coordinate measurement of target

Image processing is used to make it easier to identify centroids of circles taken on the images. The measurement precision/accuracy in our measurement system is strongly dependent on the measurement precision/accuracy of 2-dimensional coordinates of centroids of the circles on the targets as measurement points. Thus, to improve this 2-dimensional measurement precision/accuracy in the present study, reflective targets that consists of glass beads arranged in circles were established at the measurement points. The glass beads can induce a strong diffuse reflection of light as shown in Figure 2. Figure 2 shows an example of distribution of intensity value on the digital image taken. The digital imageries are categorized into gauge imageries in white and other areas in black through binarization by a threshold of intensity value. The 2-dimensional coordinates of the centroids are

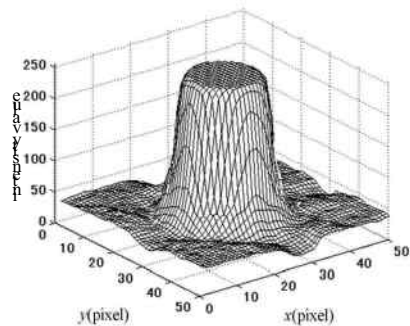


Figure 2. Distribution of intensity values on the image taken.
Two dimensional coordinates of centroid is calculated.

obtained by calculating the center of mass of white areas for each circle (Trinder 1989). Assuming the x - and y -coordinates are $x=1\sim n$ and $y=1\sim m$ in the image coordinate system, the coordinate values (x,y) of the gauge imagerys are calculated by using the following equation. In other words, the coordinates of centroids of the circles on the images are obtained by calculating the center of mass of a particular imagery's gauge.

$$x = x_0 + a_x \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (q(i,j) \times x_{ij})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m q(i,j)}$$

$$y = y_0 + a_y \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m (q(i,j) \times y_{ij})}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m q(i,j)} \quad (2)$$

where, x_0 and y_0 are the origin of the image coordinate system, a_x and a_y are the pixel size, $q(i,j)$ is the intensity value of the pixel (i,j) . Next, the image seen from the front view of the targets are calculated using the the perspective projection (Penna 1991). The perspective projection is based on the collinearity condition, which means that a measurement point, the camera and the measurement point's imagery appearing on the image taken can be connected by a straight line (Ohnishi et al. 2006). The concept of collinearity condition is shown in Figure 3. The equation (3) &

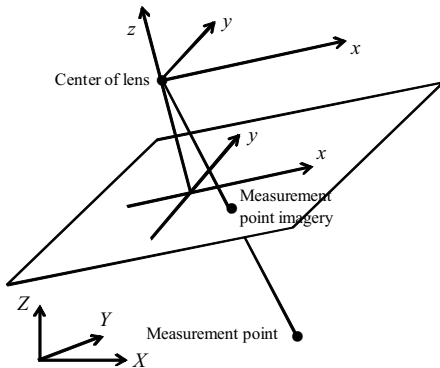
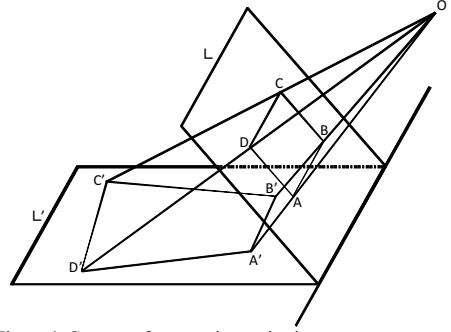


Figure 3. Concept of collinearity condition
Measurement point means a circle of the reflective target



(1) Figure 4. Concept of perspective projection
The image seen from the front view of target is calculated by this perspective projection.

(4) show the relation between the coordinates (x, y) in the original image coordinate system and the coordinates (x', y') in the image coordinate system seen from the front view of the targets (see Figure 4). There are 8 unknowns in total, namely b_i ($i = 1\sim 8$). Because Equation (3) & Equation (4) are established for one known point, 4 or more known points are required to solve the equation. In practice, unknown b_i is obtained by the least-squares method (Murakami et al. 2007).

$$x' = \frac{b_1x + b_2y + b_3}{b_7x + b_8y + 1} \quad (3)$$

$$y' = \frac{b_4x + b_5y + b_6}{b_7x + b_8y + 1} \quad (4)$$

Finally, the distance between the pair of circles on both sides of the crack is calculated and the change of the distance is evaluated as that of crack width and crack length.

3. EXPERIMENTS AND DISCUSSION

Experiments were performed to evaluate the accuracy and precision of the measurement system we developed. The measurement errors of the coordinates of the centroids affect the accuracy and precision of the measurement system. The imagery of target appearing on the image taken becomes small with an increase of the distance between photographic position and the target. The measurement errors of the coordinates of the centroids depend on the size of the imagery of the target, and increasing of camera angle also causes an

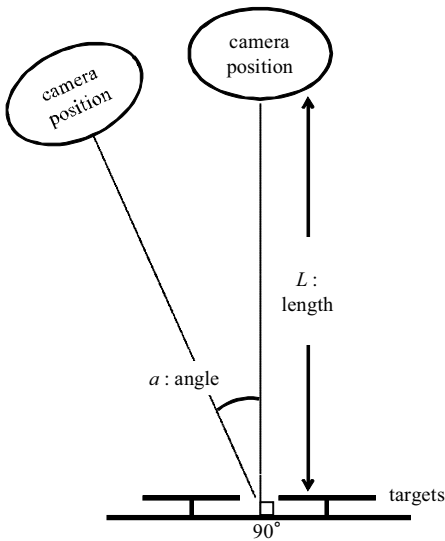


Figure 5. Concept of experiments: The relations between camera positions/angles and accuracy precision of the measurements are verified.

increase of the measurement errors of the coordinates of the centroids. That's why we measured the relation between the accuracy and precision of the displacement measurement and camera positions and camera angle. All of images were taken with the digital camera of 13 million pixels.

To verify the measurement accuracy and precision, a reflective target is placed at a fix position and another reflective target was attached to a micrometer, and the digital images were taken at different camera positions and camera angles. The distance of the micrometer's artificial movement D_0 and measured displacement D using the images taken were obtained to calculate the differences between the two. Accuracy is defined as the average of difference between D_0 and measured displacement D , and precision is defined as measurement value's dispersion. Figure 5 shows the camera positions L and camera angles α in the experiments.

Figure 6 and Table 1 show the relation between the distance of the micrometer's artificial movement D_0 and measured displacement D . The images were taken at camera position of 0.36m. At different camera angles α , when we take images at less than

Table 1. Relation between the accuracy/precision and α

α	0	10	20	30	45	60
Accuracy	0.01	0.01	0.01	0.03	0.02	0.06
Precision	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02

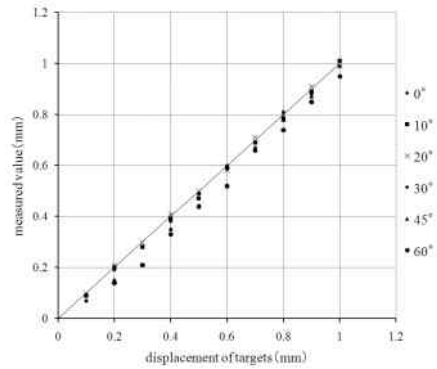


Figure 6. The relation between the displacement of targets and the measured value (The degrees in the figure means camera angles).

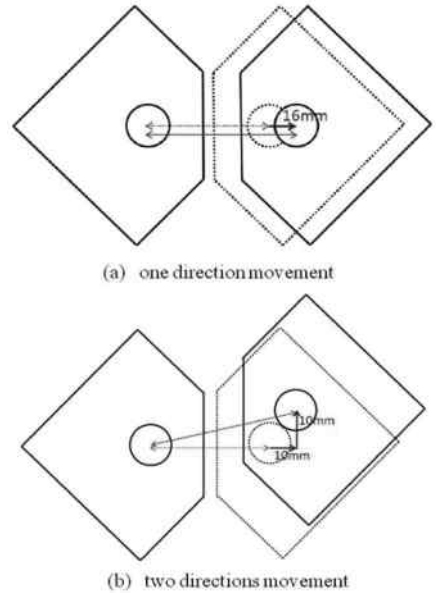


Figure 7. Concept of tensile and shear displacement

Upper figure shows that only tensile displacement occurs, whereas lower figure shows that shear displacement occurs simultaneously. The measurements of displacement need to be recognized whether only tensile displacement occurs or not.

20°, we can measure the displacements with good

Table 2. Relation between the accuracy/precision and L

L	0.5m	1m	1.5m
Accuracy	0.02	0.04	0.08
Precision	0.01	0.02	0.04

Table 3. Accuracy/precision of measured displacement
 x means tensile displacement and y means shear displacement.

	x	y
Accuracy	0.03	0.02
Precision	0.04	0.02

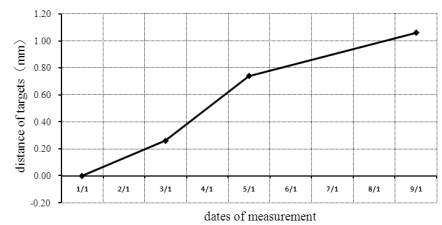


Figure 8. An example of measured displacement in tunnel

accuracy precision of 0.01mm. Increasing camera angle α caused the deterioration of accuracy and precision of the measurement value. When camera angle α was 60° , accuracy deteriorated by 0.05mm, and precision deteriorated by 0.01mm.

Table 2 shows the relation between the camera positions L and the accuracy and precision. All images were taken at the camera angle of 0° . Increasing L caused the deterioration of accuracy and precision of the measurement value, but we can measure the displacement with accuracy and precision of less than 0.02mm when we taken images up to 1m away from targets. In general, visual inspection using a vernier caliper can measure only tensile displacement as the change of crack width. When displacement of 16mm occurs, we cannot know whether only tensile displacement or not in case of using conventional method. The feature of our measurement system using is to measure tensile and shear displacement respectively shown in Figure 7. Another experiment was

performed to verify the accuracy and precision of measured tensile and shear displacement. Table 3 shows the accuracy and precision of measured shear displacement comparing with those of measured tensile displacement. All images were taken at the camera angle α was 0° and at the photogrammetric position L was 0.5m. This figure demonstrated that we can measure the shear displacement and the tensile displacement simultaneously with high degree of accuracy and precision.

4. EXAMPLE OF MEASUREMENT IN AN ACTUAL TUNNEL

We applied the proposed method to the crack measurement in the actual tunnel. This tunnel was constructed 20 years ago to prevent the occurrence of the landslide by draining groundwater in the slope. Diameter of the tunnel is 2m, and there are a lot of cracks caused by landslide in the tunnel. The measurements of extensometers indicate the movement of 2~3mm per year in the slope. Figure 9 shows tunnel damage by landslide, and solid lines represent cracks. In order to investigate the soundness of the tunnel quantitatively, we tried to apply our crack measurement system to this tunnel. Targets were placed on ten locations, and measurement of crack behaviors were performed per every two months. Figure 8 shows the example of the change of crack width measured by our system. This result suggested that it is possible to evaluate quantitatively the soundness of this tunnel by using our developed measurement system.

5. CONCLUSIONS

In this study, we developed a measurement technique for crack deformation monitoring by

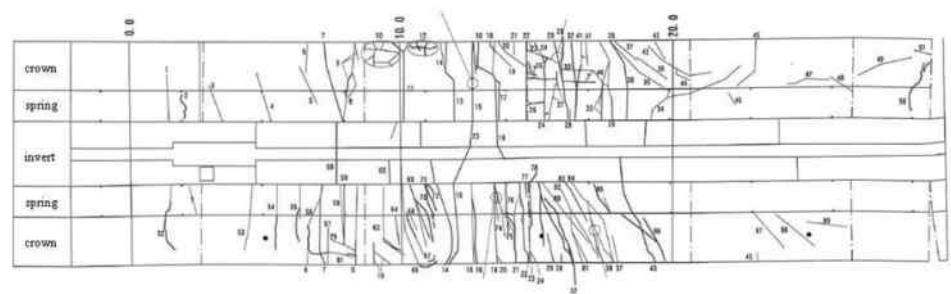


Figure 9. Schematic diagram of crack in the tunnel
Solid lines with the numbers indicate cracks.

using a digital camera image. In this measurement, reflective targets are established at the measurement points around the crack as gauges and the digital camera image of the targets is subjected to a process that consists of photogrammetry and image processing. Experiments were performed to verify the accuracy and precision of the measurement and the results showed that the changes of the tensile and shear displacement of the crack we could measure were found to be about 20 μ m by using the image taken 1m away from the crack. We also present the actual tunnel measurement results to demonstrate that the cracks on the tunnel wall can be identified through simple measurements. We plan to do further research response to the requirement of actual site with the aim to complete our measurement.

REFERENCES

- Fraser, C.S., 1993. High accuracy ground surface displacement monitoring. *Photogrammetric Record*, Vol.14, No.81, 505-521.
- Hattori, S., Akimoto, Y., Ohnishi, Y., and Miura, S., 2001. Semi-automated tunnel measurement by vision metrology using coded-targets. *Modern Tunneling Science and Technology*, Vol.1, 285-288.
- Kimoto, R., Fujita, Y., Kawamura, K., and Hamamoto, Y., 2010. A fundamental study on automated crack measurement for concrete structures using image processing. 26th Fuzzy System Symposium.
- Murakami, O., Amano, K., and Nishiyama, S., 2007. Automatic target detection for vision metrology with using colored target. *Journal of the Japan society of photogrammetry and remote sensing*, Vol.46, No.1, 39-46.
- Nishiyama, S., Ohnishi, Y., Yano, T., and Ryu, M., 2008. A measurement method of tunnel deformation using digital photogrammetry. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.64, No.3, 598-606.
- Ohnishi, Y., Nishiyama, S., Yano, T., Matsuyama, H., and Amano, K., 2006. A study of the application of digital photogrammetry to slope monitoring systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol.43, 756-766.
- Penna, M.A., 1991. Determining camera parameters from the perspective projection of a quadrilateral. *Pattern Recognition*, Vol.24, No.6, 533-541.
- Ryu, M., Ohnishi, Y., Nishiyama, S., and Nakai, T. 2008. Study on application of digital vision metrology to slope monitoring system. *Japanese Geotechnical Journal*, Vol.3, No.2, 109-119.
- Trinder, J.C., 1989. Precision of digital target location. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, Vol.55, 883-886.
- Yamada, T., Sano, N., Baba, K., Yoshitake, I., Nakagawa, K., and Nishimura, K., 2007. A quantitative criterion for evaluation of tunnel lining concrete. *Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering*, Vol.63, No.1, 86-96.
- Zhang, C., Ohnishi, Y., and Hayashi, K., 1999. Rock displacement measurement by precise close range photogrammetry system. *Proceedings of the fifth international symposium on field measurement in geomechanics*, Singapore, 71-76.

Çan Yeniçeri Linyit Ocağı (Çanakkale) killerinin şişme davranışı Clays swelling behavior of Çan Yeniçeri Lignite Mine (Çanakkale)

M. S. Bülbül

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü., 67100, Zonguldak

M. E. Bilir

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Müh. Fak., Maden Müh. Böl., 67100, Zonguldak

ÖZET: Suya doymun olmayan ve özellikle simektit tipi kil minerali içeren kayaların zamana bağlı olarak su emmesi sonucunda hacim artışı göstermesi veya hacim artışının engellenmesi durumunda aşırı gerilme oluşturması şişme davranışı olarak tanımlanır. Şişme davranışı, zamanla yavaş yavaş geliştiğinden problemler geç fark edilmekte ve alınan önlemlerin geçici veya yetersiz olmasına neden olmaktadır. Bildiri, Çan Yeniçeri Linyit Ocağı'ndaki şişme problemlerinin çözümünde kullanılabilecek şişme parametrelerinin elde edilmesini ve tek eksenli şişme davranışının nicel olarak tanımlanmasını ele almaktadır.

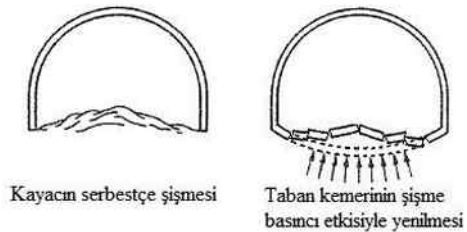
ABSTRACT: Swelling behavior is defined either as the increase in volume of unsaturated rocks containing simectite group minerals due to time-dependent water absorption or the excess stress occurring if the volume increase is obstructed. Since swelling behavior is a small process the associated problems are later realized and thus, causes the precautions taken to be either temporary or inadequate. This paper deals with obtaining the swelling parameters which could be used in solving the problems in Çan Yeniçeri Lignite Mine and quantitative determination of uniaxial swelling behavior. swelling.

1 GİRİŞ

Şişen mineraller içeren kayalar, yeraltı mühendislik çalışmaları açısından önemli kazı ve tahkimat problemleri oluşturmaktadırlar. Genellikle açıklığın tabanında gelişen şişme davranışı, kayacın serbest olarak şişmesi veya açıklığın beton ile kaplanması durumunda taban kemerinin yenilmesi ile kendini göstermektedir (Şek. 1). Berdugo et al. (2007), Bilir (2011), Einstein (1996), Kramer et al. (2005), Özçelik ve Kulaksız (1995), Steiner (1993), Schwingenschloegl & Lehmann (2009), Ünver & Kargı (1995) ve Wittke-Gattermann (2003) yeraltı açıklıklarında yaşanan şişme problemlerini rapor etmektedir.

Şişen mineraller (simektit grubu killeri ve anhidrit), su ve gerilme rahatlamasının başlıca rol oynadığı şişme davranışı, açıklığın oluşturulmasıyla hemen meydana gelmeyebilir. Suyun kayacın bünyesine nüfuz etmesi yavaş yavaş gerçekleşir. Başlangıçta ortamın kuru olması nedeniyle herhangi bir problem söz konusu değil iken, ortamın su içeriğinin artmasına bağlı olarak açıklığın

duraylılığını olumsuz olarak etkileyecek bir süreç başlar. Bu sürecin başarılı bir şekilde yönetilebilmesi, açıklık tasarımında laboratuvar deneylerinden elde edilen şişme gerilmesi ve şişme birim deformasyonu verilerinin kullanılması ile mümkündür.



Şekil 1. Tünellerdeki şişme etkisi (Kovari et al. 1988).

Bu araştırmaya, Çan Yeniçeri Linyit Ocağındaki desandre, ayak ve tabanyollarında yaşanan problemler sonucunda killerin şişme özelliğine sahip

Çan Yenicieri Linyit Ocağının (Kalan Madencilik A.Ş.), desandri, tabanyolu ve ayaklarında bulunan kilin, Koçaşab Çayı ve yüzeyden sızan sular ile etkileşimi sonucunda şişme problemleri ile karşılaşmaktadır. Şekil 4'te verilen işletme planı üzerinde görüldüğü gibi 8 lokasyonda şişme problemleri incelenmiştir. Bu problemler; desandrelerdeki, demir bağların eğilmesi ve bükülmesi ve kesit daralması şeklinde ortaya çıkarken, ağaç tahkimatlı desandre, tabanyolları ve ayaklarda direklerin tabana gömülmesi, çatal direklerin kırılması, tabanın kabarması şeklinde kendini göstermektedir (Şek. 5).

The map illustrates the Eskişehir Urban Water Supply Area, showing the city boundary, the Eskişehir Urban Water Supply Area boundary, and the Eskişehir Urban Water Supply Network. The network consists of a main line (L1) and several branches (L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8). The production areas are labeled 'ESKİ ÜRETİM'. The map also shows the locations of the Desandri Agzi and Nefeslik water treatment plants. The map includes a north arrow and a scale bar.

Legend:

- L : Lokasyon

65



Şekil 5. Şişme problemleri (Lokasyon 2).

İşletmede şişme problemlerinin çözümü için demir bağ ve ağaç tahkimatının bulunduğu kesimlerde bir pasif yaklaşım olan tarama yöntemi uygulamaktadır. Şişme davranışının sonucu olarak açıklık kesitinde daralma meydana gelmekte, nakliyatı aksatmaya başladığında orijinal kesite ulaşmak için tarama yapılmaktadır (Şek. 5). Bu işlem sonucunda su içeriği daha düşük olan yüzeyler açığa çıktığından bir süre sonra havanın nemi ya da çevre kayaçtan sızan suların etkisiyle tekrar şişme meydana gelmektedir.

3 YÖNTEM

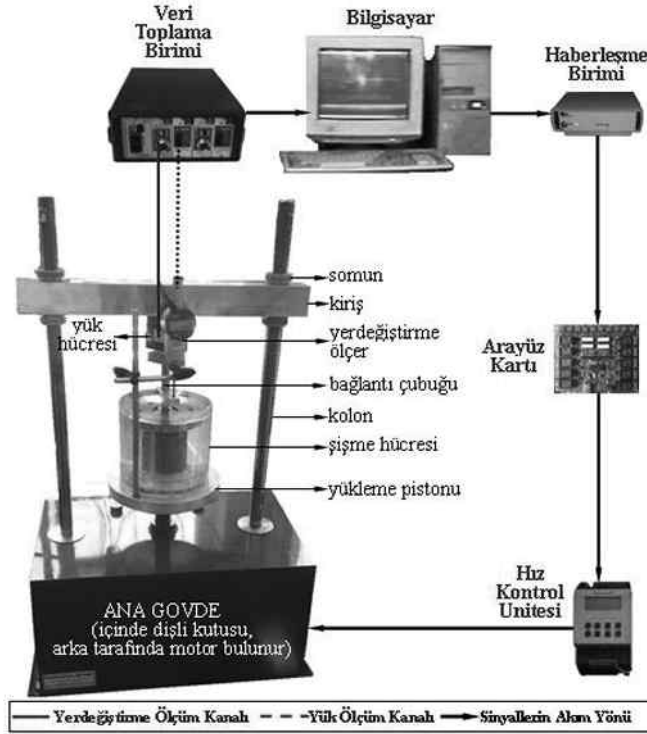
Şişme deneyleri, ağaç tahkimatın bulunduğu desandreden (L4 lokasyonu) alınan ve kuru yoğunluğu 1.74 gr/cm^3 olan yeşilimsi gri kil (YGK) ile demir bağ tahkimatın bulunduğu desandreden (L5 lokasyonu) alınan kuru yoğunluğu 1.86 gr/cm^3 olan kırmızımsı ve bordo renklerdeki (alacalı) kil (KBK) örnekleri üzerinde gerçekleştirilmiştir.

Örneklerden karot alınmadığı için sıkıştırılarak hazırlanmış örselenmiş örnekler üzerinde şişme deneyleri yapılmıştır. Bunun için öncelikle örnekler etüvde kurutulmuş ve sonra kuru yoğunluğu

belirlenmiştir. Daha sonra öğütülen malzeme aynı kuru yoğunluğu verecek şekilde Yeşil (1991) tarafından geliştirilen özel bir aparat kullanılarak hazırlanmıştır. Örnek hazırlama aparatının çapı 54 mm olup, örnek yüksekliği istenildiği gibi ayarlanabilmektedir. Aparat ve örnek hazırlama ile ilgili ayrıntılı bilgiler Bilir (2010) tarafından verilmektedir.

ISRM (1989) şişme deneylerinde kullanılacak örnek çapının 50-100 mm arasında, kalınlığının da 20-30 mm arasında seçilmesini önermiştir. ISRM (1979)'a göre ise kalınlık en az 15 mm veya maksimum tane çapının 10 katı (hangisi büyükse) olmalı ve çap, kalınlığın 2.5 katından az olmamalıdır. Yükseklik için 20 mm değeri seçilmesine rağmen bu yüksekliği ayarlamak zor olduğundan bu değere mümkün olduğunca yaklaşılmaya çalışılmıştır. Bu durumda YGK ve KBK örneklerinin çap/yükseklik oranı (D/H) sırasıyla 2.75 ve 2.73 olmuştur.

Bilgisayar kontrollü şişme düzeneği, tek eksenli hücre ve eksenel yüklem ünitelerinden oluşan ana gövde ve veri toplama ve kontrol ünitesinden meydana gelir (Şek. 6).



Şekil 6. Tek eksenli şişme deney düzeneği.

Tek eksenli şişme hücresi, içinde gözenekli taş bulunan alt ve üst yükleme başlıklar, çelik halka, hücreyi birleştiren alt ve üst yanıl başlıklar ve su kabından oluşur. Eksenel yükleme ünitesi; redüktör, iki adet kolon, kiriş, 4 adet somun, yükleme pistonu, 20 kN kapasiteli ve 0.001 kN hassasiyetli yük hücresi, 50 mm hareket mesafesine sahip 10 µm hassasiyetindeki dijital yerdeğiştirme ölçer, bağlantı çubuğu ve motordan ibarettir. Veri toplama ve kontrol ünitesi; bir bilgisayar, veri toplama birimi, haberleşme birimi, arayüz kartı, hız kontrol ünitesi ve veri toplama ve kontrol ünitesinden oluşmaktadır. Visual Basic’de yazılan veri toplama ve kontrol programı hem düzeneden gelen verileri belirli aralıklarla kaydetmekte hem de bu verilere göre çeşitli kontroller yaparak motorun yük basmasını (ileriye doğru çalışmasını) veya yükü kaldırmasını (geriye doğru çalışmasını) sağlamaktadır. Çalışma prensibi ISRM (1989) tarafından önerilen şişme deney yöntemleri ile Yeşil (1991) tarafından geliştirilen şişme deney yöntemlerinin esaslarına dayanan yazılım, maksimum şişme yükünün belirlendiği (motorun yük bastığı) Yerdeğiştirme Kontrol Programı ve maksimum yerdeğiştirmenin

saptandığı (motorun yükü kaldırdığı) Yük Kontrol Programı’ndan oluşmaktadır.

Deney yönteminin amacı, yanıl yöndeki hareketi kısıtlanmış örneğin, önce Yerdeğiştirme Kontrol Programını uygulayarak eksenel şişme gerilmesini bulmak daha sonra örnek üzerindeki yükün belirli oranlarda düşürüldüğü Yük Kontrol Programını birkaç kez kullanarak eksenel şişme birim deformasyonlarını belirlemektir. Deney yönteminin işleyişi ile ilgili ayrıntılar Bilir (2010) tarafından verilmiştir.

4 ŞİŞME DAVRANIŞI

Çan Yeniçeri Linyit İşletmesi’nde şişme özelliğine sahip L4 lokasyonundan alınan YGK ve L5 lokasyonundan alınan KBK örnekleri üzerinde gerçekleştirilen deneylerden elde edilen fiziksel ve mekanik parametreler Çizelge 1’de verilmektedir. Eksenel şişme gerilmesi ve eksenel şişme birim deformasyonunun zamanla değişimi ise sırasıyla Şekil 7 ve Şekil 8’de, killerin tek eksenli şişme davranışını veren eksenel şişme gerilmesi ile eksenel

şışme birim deformasyonu arasındaki ilişki ise Şekil 9'da gösterilmektedir.

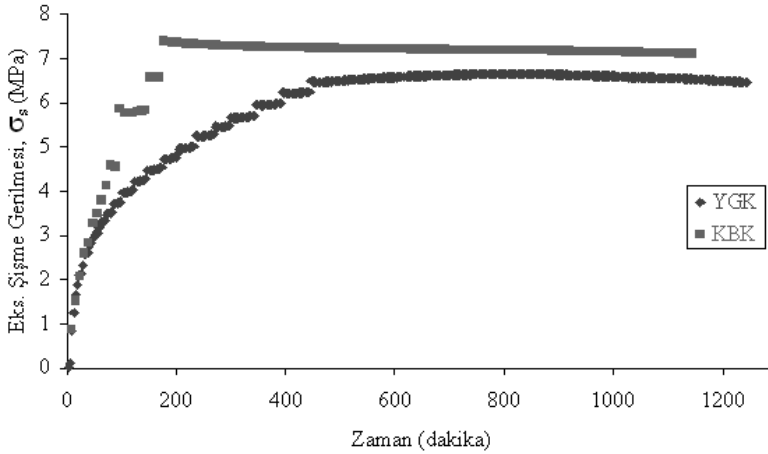
Örneklerin XRD (tüm kayaç ve kil bileşeni) çözümlmeleri Hacettepe Üniversitesi Yerbilimleri Uygulama ve Araştırma Merkezi'nde yapılmıştır. Minerallerin yarı nicel yüzdeleri Gündoğdu (1982) tarafından önerilen yöntemle göre belirlenmiştir.

YGK örneğinin maksimum şışme gerilmesi 6.46 MPa, en yüksek eksenel şışme birim deformasyonu % 18.2, likit limiti % 80 ve plastik limiti % 47 olarak belirlenmiştir. Tüm kayaçtaki kil içeriği % 92, kil bileşeninin % 46'sı simektit % 54'ü kaolinitir.

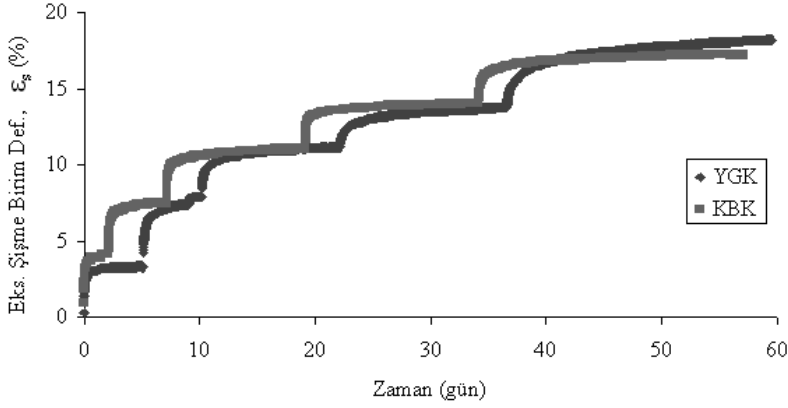
Çizelge 1. Örneklerin fiziksel ve mekanik parametreleri.

Örnek (K _b)	d gr/cm ³	H cm	m gr	D cm	D/H	w _i %	w _s %	w _d %	LL %	PL %	σ _s MPa	ε _s %
YGK (% 46 simektit + %54 kaolinit)	1.74	1.961	78.105	5.4	2.75	0.91	34.14	33.23	80	47	6.46 4.00 2.00 1.00 0.50 0.25	0.20 3.29 7.88 11.17 13.82 18.20
KBK (% 100 kaolinit)	1.86	1.975	84.131	5.4	2.73	0.96	28.39	27.43	56	33	7.11 4.00 2.00 1.00 0.50 0.25	0.05 4.17 7.51 11.06 14.07 17.21

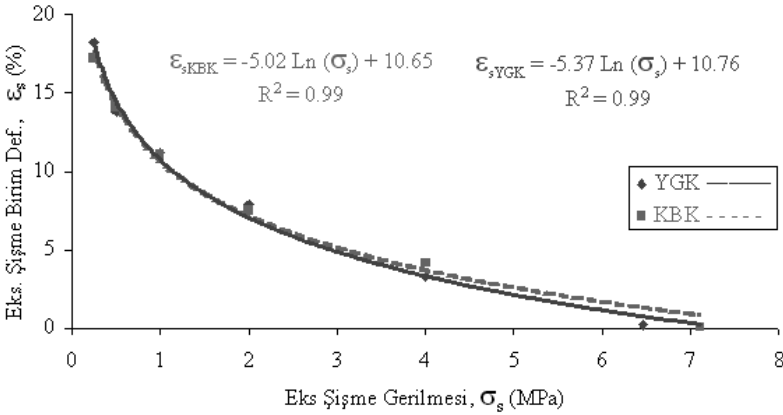
K_b: Kil bileşeni, d: Yoğunluk, H: Örnek yüksekliği, m: Ağırlık, D: Çap,
w_i: İlk su içeriği, w_s: Son su içeriği, w_d: Su içeriği değişimi, LL: Likit limit,
PL: Plastik limit, σ_s: Eksenel şışme gerilmesi, ε_s: Eksenel şışme birim deformasyonu



Şekil 7. Eksenel şışme gerilmesinin zamanla değişimi.



Şekil 8. Eksenel şişme birim deformasyonunun zamanla değişimi.



Şekil 9. Eksenel şişme gerilmesi ile eksenel şişme birim deformasyonu ilişkisi.

KBK örneğinin maksimum şişme gerilmesi 7.11 MPa, en yüksek eksenel şişme birim deformasyonu % 17.21, likit limiti % 56 ve plastik limiti % 33 olarak belirlenmiştir. Tüm kayadaki kil içeriği % 98, kil bileşeninin % 100'ü kaolinitir.

Tek eksenli şişme deney sonuçlarından elde edilen yüksek şişme gerilmeleri, ocakta meydana gelen şişme problemlerinin nedenidir. YGK örneğinde yüksek şişme gerilmesi oluşmasının sebebi ise şişme özelliğine sahip simektit mineralidir. İki kez tekrarlanan XRD analizine göre KBK örneği şişme özelliğine sahip olmayan kaolinit minerali içermektedir. KBK örneği için elde edilen yüksek şişme gerilmesinin nedeni kaolinit minerali

olmayıp, kayacın suyla temas etmesi sonucunda saniyeler içerisinde küçük parçalara ayrılması, dağılması ve hacminin artmasıdır (Şek. 10).

L4 ve L5 lokasyonlarında yapılan gözlem ve incelemeler sonucunda su gelirinin, ocak kenarında bulunan ve fay hattı boyunca uzanan Kocabaş Çayı'ndan ve faylanma etkisiyle oluşmuş süreksizliklerden gelen yüzey sularından kaynaklandığı düşünülmektedir.

Her iki örnek için elde edilen ve Eşitlik (1) ve (2) ile verilen tek eksenli şişme bağıntıları ocaktaki şişme problemlerinin çözümü için geliştirilecek tasarımlarda kullanılabilir.



Örneğin su ile temas etmeden önceki durumu



Örneğin su ile temasından sonraki durumu

Şekil 10. KBK örneğinin su ile teması sonucunda hacim artışı.

$$\epsilon_{s\text{ KBK}} = -5.02 \ln(\sigma_s) + 10.65 \quad R^2 = 0.99 \quad (1)$$

$$\epsilon_{s\text{ YGK}} = -5.37 \ln(\sigma_s) + 10.76 \quad R^2 = 0.99 \quad (2)$$

Şişen kısımların alınması esasına dayanan tarama yönteminin uygulandığı ocakta şişme problemleri kısa bir süre için çözülmekte ancak bir süre sonra tekrar şişme davranışı ile karşılaşmaktadır. Çünkü şişen kısımlar kazıldığında suyla temas etmemiş yeni kuru yüzeyler açığa çıkmakta ve ortamda bulunan su ile tekrar şişmektedir. Dolayısıyla, bu şişme davranışında daha fazla kazı yapılmasına neden olmaktadır. Ocaktaki yüksek şişme gerilmeleri, tahkimat üzerinde bir miktar deformasyon ve bir miktar gerilme oluşmasına izin veren tahkimat ile kayaç arasında boşluk bırakılması veya sıkışabilir/esneyen elemanlar kullanılması gibi yöntemler ile azaltılabilir veya önenebilir.

5 SONUÇ VE ÖNERİ

Çan Yenice Linyit Ocağı'nda killer bünyelerine su aldıklarında yüksek şişme gerilmeleri meydana getirerek desandri, tabanyolu ve ayaklarda şişme problemlerine neden olmaktadır. Şişme davranışını engellemek için ocakta uygulanan tarama yöntemi şişmeyi artırıcı bir etki gösterdiğinden, tek eksenli şişme deneylerinden elde edilen ve Eşitlik (1) ve (2) ile matematiksel olarak tanımlanan tek eksenli şişme bağıntıları kullanılarak tahkimat tasarımı yapılması şişme davranışının çok büyük ölçüde önlenmesini sağlayacaktır.

6 KATKI BELİRTME

Yazarlar, bu çalışmanın gerçekleşmesinde maddi destek sağlayan Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Koordinatörlüğü'ne (Proje No: 2011-17-11-04) teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Berdugo, I.R., Alonso E.E., Gens, A. and Romero E.E., 2007. Alternative support for tunneling gypsiferous-anhydritic claystones, *11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, (eds. Olalla & Grossmann), Barcelona, Spain, pp 775 – 778.
- Bilir M.E., 2011. Swelling problems and triaxial swelling behavior of claystone: A case study in Tire, Turkey, *Scientific Research and Essays Vol. 6(5)*, pp. 1106-1116.
- Bilir M.E., 2010. Bazı Yeraltı Kömür İşletmelerindeki Killerin Şişme Davranışının İncelenmesi, *Türkiye 17. Kömür Kongresi*, s. 431-443, Zonguldak.
- Blair, Terence C. and McPherson, John G., 1994. Alluvial Fan processes and Forms, ed. Abrahams and Parsons, *Geomorphology of Desert Environments*, Chapman and Hall, London, p. 344-402.
- Bozcu, M., 2010. Çan-Etili Havzasının Kömürlü Birimlerinin Sedimentolojik ve Stratigrafik Özellikleri, *Türkiye 17. Kömür Kongresi*, Zonguldak, s. 383 – 401.
- Einstein, H.H. (1996) Tunneling in difficult ground - Swelling behaviour and identification of swelling rock, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 29, pp. 113 - 124.
- Gül, E., 2010. Kişisel görüşme. Çanakkale.
- Gündoğdu, M.N. (1982) Neojen Yaşlı Bigadiç Sedimanter Baseninin Jeolojik, Minerolojik ve Jeokimyasal İncelemesi, Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Yerbilimleri Enstitüsü, Ankara, 386 s.
- Hezarfen, C., 1976. Feasibility report of Çanakkale Çan coal deposits, *Geology: Volume I*, M.T.A. Report (yayınlanmamış), Ankara, 24 p.
- ISRM, 1979. Commission on standardization of laboratory and field tests, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 16, pp. 141-156.
- ISRM, 1989. Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 26, No. 5, pp. 415-426.
- Kovari, K., Amstad, Ch. and Anagnostou, G., 1988. Design/construction methods - Tunnelling in swelling rock, *Key Questions in Rock Mechanics*, (eds. Cundall et al.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 17 – 31.
- Kramer, G.J.E., Eng, P. and Moore, I.D. (2005) Finite element modelling of tunnels in swelling rock, *K. Y. Lo*

- Symposium*, The University of Western Ontario, pp. 1 – 37.
- Özçelik, Y. ve Kulaksız, S., 1995. ELİ Soma Işıklar Desandresi'nde karşılaşılan sorunlar, denenen tahkimat şekilleri ve çözüm önerileri. *Madencilik*, Cilt 34, Sayı 3, s. 3-12.
- Schwingenschloegl R. and Lehmann C. 2009. Swelling rock behaviour in a tunnel: NATM-support vs. Q-support – A comparison, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 24, Issue 3, pp. 356-362.
- Steiner, W. 1993. Swelling rock in tunnels: characterization and effect of horizontal stresses and Construction Procedures, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 30, No. 4, pp. 361 - 380.
- Ünver, B. ve Kargı, M.A., 1995. Yeni Çelteç, Bolu Yeraltı Ocağı galerilerinde meydana gelen duraysızlık problemlerinin analizi. *Madencilik*, Cilt 34, Sayı 2, s. 3-16.
- Yeşil, M.M., 1991. Determination of Three Dimensional Swelling Characteristics of Clay Bearing Rocks, A Doctor of Philosophy Thesis in Mining Engineering, METU, Ankara, 109 p.
- Wittke, W. and Gattermann, P. 2003. Dimensioning of tunnel in swelling rock, *Proc. of the Int. Symp. On Technology Roadmap for Rock Mechanics*, pp. 1335 – 1341.

Assessment of wellbore stability and evaluation of Under-Balance Drilling (UBD): Case study in Cheshmekhush oil field in southern of Iran.

A. Rohani Otaghsara, K. Shahriar & M. Afsharzarad

Department of Mining, Metallurgy and Petroleum Engineering, Amirkabir University of Technology(Tehran Polytechnic),Tehran,Iran

ABSTRACT: Assessment of the wellbore stability requires several parameters which some of them may not be available. The mechanical properties of formation play an important role in wellbore drillings design but some of these mechanical parameters are costly to acquired or impossible in deep wellbore to achieve. In this paper the magnitude of σ_{θ} and σ_r are estimated with frictional theory (Zoback 2003). Then three failure criteria, named: Mohr-Coulumb, Drucker-Prager and Modified Lade are used to evaluate borehole stability (Ewy 1998) .At the end, the application of UBD(Under Balance Drilling) method is discussed.

1 INTRODUCTION

Accurate planning before drilling a well is necessary to achieve a stable borehole and to save the time and excess expenditure cause by wellbore instability. Wellbore instability causes considerable problems to drilling operation including: well completion, log evaluation, drill pipe sticking and cementing. Wellbore instability can also cause lost circulation when tensile failure occurs. The wellbore instability involves mechanical and chemical instability. The chemical instability refer to the interaction between drilling fluid and the formation, in this paper only mechanical instability is discussed. Mechanical instability caused by applying insufficient mud weight which would create high stress concentration around wellbore that cause the failing of wellbore wall. The primary treatment for this kind of instability is to increase mud weight and adjust the wellbore trajectory.

When the new formation is drilled the in-situ stress is altered and the vertical stress (overburden stress) effect is diminished. It should be compensated with hydrostatic pressure of mud column. In this paper the "safe mud window" is calculated with "MATLAB 2008 software"which solves the three failure criteria: Mohr-Coulumb ,Drucker-Prager and Modified Lade. Then the application of Under-Balance Drilling is discussed. Drilling underbalanced is often used to reduce damage to reservoir formation, increase Rate of

Penetration(ROP) , decrease lost of circulation specially in fractured formation, increase bit efficiency, minimize the differential pipe sticking.

2 IN-SITU STRESS TENSOR

Knowledge of state of stress in hydrocarbon reservoir is essential for analyzing of wellbore instability. To determine full in-situ stress tensor, the magnitude of vertical stress (σ_v), major horizontal principle stress (σ_1) and minor horizontal stress (σ_3) should be measured. The stress state around the borehole is based on Kirsch Solution for a hole in an isotropic elastic body subjected to bi-axial stress state.

2.1 Vertical principle stress

The vertical principle stress, is almost assumed to be a principle stress and is due to the weight of overlaying formation:

$$\sigma_v = \int_0^D \rho_b g dD \quad (1)$$

Where ρ_b is the average bulk density of the overlying rock, g is acceleration due to gravity, and D is the depth. In almost petroleum explorations the vertical stress has a gradient in the range of 18-22 KPa/m (Fjaer 1992).

2.2 Horizontal principle stress

The most common in-situ stress measurement technique in borehole is hydraulic fracturing (Amadei & Stephansson 1997) in deep wells, when hydraulic fracturing tests are not available or are impossible due to drilling conditions, extended Leak-Off Test (X-LOT) are commonly conducted. Another way to measure the magnitude of horizontal stress is to use and draw stress polygon (Zoback 2003).

For the well that discussed in this paper, the data's from LOT test or hydraulic fracturing test aren't available so the stress polygon is used to estimate the possible range of horizontal stresses.

The allowable stress condition for a particular geographic region is assumed to lie within an area define by frictional limit. (Zoback 2003) presented a complete strategy for determination of stress tensor in deep well based on drilling induced failure, assuming one of the principal stress is vertical, in following steps: first, apply frictional strength of earth's crust as well as vertical stress and pore pressure to limit the range of horizontal stress under Mohr-Coulomb criterion. Taking the approach, the range of allowable value of horizontal stresses will be illustrated in stress polygon at any given depth and pore pressure for different state of stress which defined by Anderson's faulting theory. The ratio of effective principal stresses limited by the coefficient of frictional earth's crust is expressed as (Jaeger & Cook 1979):

$$\frac{\sigma_1 - p_f}{\sigma_3 - p_f} \leq (\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu)^2 \quad (2)$$

Where σ_1 is maximum principal stress, σ_3 is minimum principal stress, p_f is pore pressure and μ is the coefficient of frictional sliding on preexisting plane of weakness. Magnitude of the coefficient of friction has been shown by laboratory studies and in-situ experiments to fall within the range of 0.6 and 1 (Byerlee 1978). By observation of drilling-induced tensile fractures and wellbore breakouts the allowable region for horizontal stresses can be determined.

2.3 Pore pressure

Pore pressure can be determinate by direct test like RFT (Repeated Formation Test) or DST (Drill Stem Test) and predicted by borehole log and seismic data set (Bowers 1994).

3 BOREHOLE FAILURE CRITERIA

Base on the failure mechanism, mechanical instability consists of two failures: shear (collapse) failure and tensile failure. If the pressure inside the borehole is insufficient the stress concentration around the boreholes wall increases (tangential stress increases) and if the borehole wall isn't strength enough, it will fail. If the pressure applied to the borehole wall is too high, the borehole wall will fractured and tensile failure occurs. If the induced fracture is severe, mud loss would be significance.

3.1 Shear failure criteria

Numerous shear failure criteria are proposed in literature. In this study, three failure criteria are investigated; Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, and Modified Lade criteria.

3.1.1 Mohr-Coulomb criterion

Mohr-Coulomb shear failure model is one of the most widely used models for evaluating borehole collapse. This model doesn't consider the effect of intermediate principle stress (Kastner 1962). The Mohr-Coulomb criterion is given by:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \tan^2 \beta \quad (3)$$

$$\sigma_3 = 2\sigma_0 \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi} = 2\sigma_0 \tan \beta \quad (4)$$

$$\sigma_1 = 2\sigma_0 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

Where σ_1 is the effective principle stress, σ_3 is the effective minimum principle stress, σ_c is uniaxial compressive strength, σ_0 is rock cohesive strength, φ is rock friction angle and $\beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$.

3.1.2 Drucker-Prager criterion

This criterion, consider the effect of intermediate principle stress and estimate the shear collapse more accurater than with Mohr-Coloumb. Mathematically this criterion can be expressed as:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = [A + B(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)]^2 \quad (6)$$

Where, σ_1 is maximum principle stress, σ_2 is intermediate principle stress, σ_3 is minimum principle stress and A and B defined as follow:

$$A = \frac{3\sigma_0}{\sqrt{9 + 12 \tan^2 \varphi}}$$

$$B = \frac{\tan(\varphi)}{\sqrt{9 + 12 \tan^2(\varphi)}}$$

3.1.3 Modified Lade criterion

This criterion considers the effect of intermediate principle stress better than Drucker-Prager so its results are more realistic than other criteria. Mathematically this criterion can be expressed as (Ewy 1998):

$$\frac{(I_1'')^3}{I_3''} = 27 + \eta \quad (7)$$

Where I_1'' , I_3'' , S , η defined as follow:

$$I_1'' = (\sigma_1 + S) + (\sigma_2 + S) + (\sigma_3 + S)$$

$$I_3'' = (\sigma_1 + S)(\sigma_2 + S)(\sigma_3 + S)$$

$$S = \frac{S_0}{\tan(\varphi)}$$

$$\eta = \frac{4 \tan^2(\varphi) \{ (9 - 7 \sin \varphi) \}}{1 - \sin \varphi}$$

Where σ_1 is maximum principle stress, σ_2 is intermediate principle stress, σ_3 is minimum principle stress, S_0 is rock cohesive strength, and φ is rock friction angle.

3.2 Tensile failure

Tensile failure occurs when the mud pressure exceeds the tensile strength of the formation. Failure will occur at positions where the tangential stress is smallest and hence fracturing will occur in the direction of maximum horizontal stress. Mathematically this criterion can be expressed as (Jaeger & Cook 1979):

$$\sigma_3 - p_f < T_0 \quad (8)$$

Where σ_3 is minimum principle stress, p_f is pore pressure, and T_0 is rock tensile strength.

For vertical well, the criterion becomes:

$$p_{wf}^{fac} = 3\sigma_h - \sigma_H - p_f + T_0 \quad (9)$$

Where p_{wf}^{fac} is maximum mud weight that cause tensile failure in borehole wall, σ_H is major horizontal principle stress and σ_h minor horizontal stress.

4 FIELD SUMMARY

Anticline of Cheshmeh Khush oil field is located in southwest of Iran. Asmari reservoir of this field is

one of the most important and biggest reservoirs in country. This reservoir includes siliciclastic (sandstone) and carbonate sequences. Carbonates contain limestone and different types of dolomites. Siliciclastics include mainly loose sands and a few cemented sand. From lithological point of view the formation is very variable and contains wide range of lithologies. This well was penetrated only through Asmari formation between 3300 to 3700 m depth. Asmari formation in CK reservoir is composed of dolomite and limestone at greater depth and of sandstone and shale at the depth below which.

5 SIMULATION RESULTS

5.1 Field case study

Determining of the in-situ stresses magnitude with stress polygon requires a prior knowledge of vertical stress, pore pressure, mud weight that used to drill borehole, presence or absence of breakout or induced tensile fracture on borehole wall, daily drilling report and rocks strength. The more accurate data result in better estimation of in-situ stress magnitude. The interested well is drilled in Asemari unconsolidated sand formation. The uniaxial rock strength is about 10-15MPa. As illustrated in Figure 1, formation is overpressure at depth ranging from 3500 to 3700 m and normal pressure at depth above which.

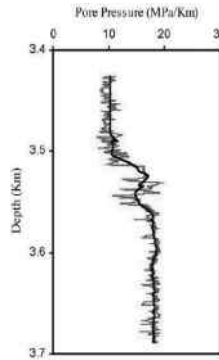


Figure 1. Pore pressure predicted by extracting the deviation of observed sonic log data from normal compaction trend in CK well. The jagged and smooth line represents the real and modified pore pressure gradient computing from sonic data.

By interpreting and observing of image log in vertical interval of well, borehole breakouts without tensile induced fracture were detected in this well. Figure 2, shows the borehole breakout recorded by UBI (Ultra Sonic Borehole Imager) and caliper logs. Breakouts are seen as vertical stripes of dark colors in UBI logs and corroborated by caliper logs. Rock

strength predicated in this well shows that sandstone in Asmari formation is so weak that its UCS (Uniaxial Compressing Strength) reaches near 10–15 MPa and some intervals at which is comprised of shale it decreases, approaching near 5–8MPa; likewise the UCS of dolomite and limestone in Asmari formation is near 50–60 MPa.

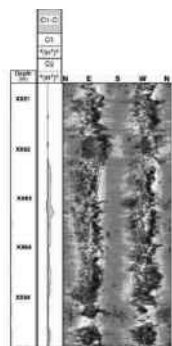


Figure 2. Caliper and UBI logs of 5 m in CK well.

Since no tensile induced fracture was detected in UBI log, the only source to constrain the magnitude and orientation of principal stresses is by analyzing of borehole breakout. Where the uniaxial compressive strength is greater than 20MPa the breakout doesn't occur and no tensile fracture observed. (Fig. 3)

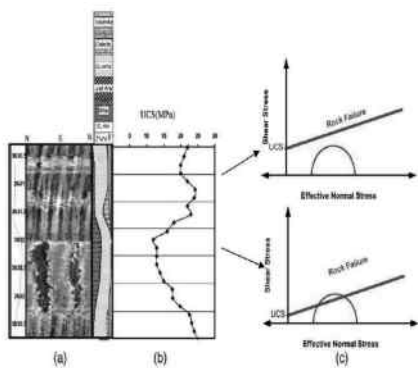


Figure 3. (a) Absence or presence of borehole breakout on UBI log and versus the depth over 3630.5–3633.5 m in CK well with respect to lithology. The breakout is indicated by dark stripe bond in shale formation with near 30° at 90° and 270° (at depth 3632–3633.2 m). (b) UCS log was decreased by increasing volume of shale with depth. (c) Schematic illustration of Mohr circular and Mohr-Coulomb failure criterion diagram at upper and lower interval depth for rock strength required to prevent borehole from occurring borehole breakout (assuming that rock strength to be the only variable parameter at the mentioned interval depth) (Yaghoubi & Zeinali 2009).

In this case the borehole stability in overpressure zone that the borehole instability is more possible, is considered, at depth 3550 m, the pore pressures gradient is about 18 Kpa/m. to determine overburden stress the average overlaying density is assumed $2.5 \frac{gT}{cm^3}$ so the σ_v value computed as 87.5MPa, μ is assumed 0.6 . From the data in (Table 1) the stress polygon is delineated.

Table 1. Parameteters for well bore stability.

Parameter	Value
σ_v (MPa)	87.5
p_f (MPa)	65.7
p_w (MPa)	68.7
μ	0.8

The allowable stress region is shown in colored boxed in Figure 4.

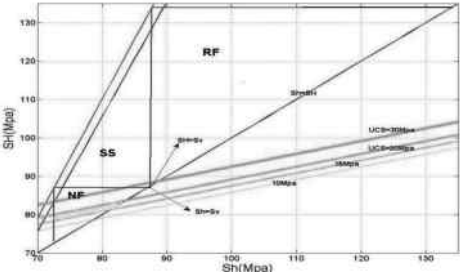


Figure 4. Allowable stress region.

Base on Figure 4, the stresses range are: $73 < S_h < 83$ Mpa, $78 < S_H < 84$ MPa. With knowing the principle stress magnitudes the safe mud window is calculated. First the upper bound of stresses are considered i.e. $S_H=84$ MPa , $S_h=83$ MPa.

According to Figure 5, the minimum mud weight to drill a stable wellbore with Mohr-Columb, Drucker-Prager and Modified Lade failure criteria is shown.

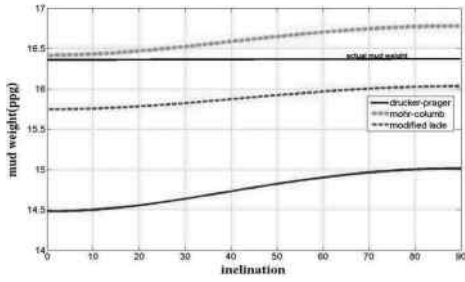


Figure 5. Required mud weight versus hole inclination.

Field observations show that the Modified Lade criteria is more realistic than Mohr-Coloumb and Drucker-Prager criteria. The minimum mud weight base on Modified Lade criterion is, $1.88 \frac{g^r}{cm^3}$ (equals 15.7PPG “Pounds per gallon”, a measure of the density of a fluid (such as a drilling mud). and maximum mud weight according to the Eq.(9) for vertical well is, $2.8 \frac{g^r}{cm^3}$ (23.5 PPG) for safty T_0 is asuumd negligible. So safe mud window for this condition is: $(1.88-2.8 \frac{g^r}{cm^3})$.

Now for lower bound of stresses i.e. $S_H=78$ MPa, $S_h=73$ MPa. According to Figure 6, the minimum mud weight to drill a stable wellbore with Mohr-Coloumb, Drucker-Prager and Modified Lade is shown.

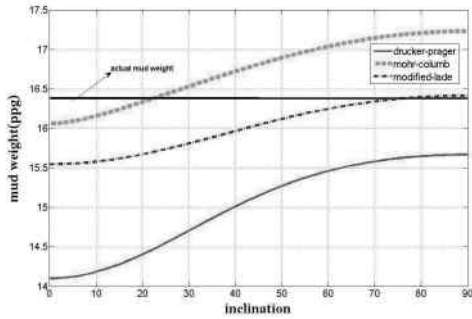


Figure 6. Required mud weight versus hole inclination

The minimum mud weight base on modified lade criteria is, $1.85 \frac{g^r}{cm^3}$ (15.5PPG) and maximum mud weight according to the Eq. (9) for vertical well is, $2.16 \frac{g^r}{cm^3}$ (18 PPG) for safty T_0 is asuumd negligible. So safe mud window for this condition is: $(1.85-2.61 \frac{g^r}{cm^3})$.

By comparing the two safe mud windows, the minimum mud weight is $1.88 \frac{g^r}{cm^3}$ (15.7 PPG). if we consider 15.5 PPG it may cause borehole failure. and the maximum mud weight is $2.16 \frac{g^r}{cm^3}$ (18 PPG). if we consider $2.8 \frac{g^r}{cm^3}$ (23.5 PPG). it may cause induced tensile fracture in borehole wall so the calculated mud weight window is $(1.88 - 2.8 \frac{g^r}{cm^3})$.

The pore pressure in this formation is $1.87 \frac{g^r}{cm^3}$ (15.6 PPG). And this is below the lower limit of mud weight ($1.88 \frac{g^r}{cm^3}$) that obtained in this formation. So according to the Modified Lade failure criterion the application of UBD is risky. If we consider the Drucker-Prager criterion's mud weight for evaluations, it is obvious that the UBD method could be used but actually it is very dangerous in this formation, not only this formation consists of unconsolidated sand with low uniaxial compressive strength (10-15MPa), but also it drilled through overpressure zone with pore pressure gradient about 18 Kpa/m. As the result, the Modified Lade criterion is realistic.

As shown in Figure 5 and Figure 6, as the borehole inclination increases the minimum mud weight for preventing wellbore collapse, increases and reaches up to $1.99 \frac{g^r}{cm^3}$ (according to Modified Lade criterion) or $2.06 \frac{g^r}{cm^3}$ (according to Mohr-Coloumb criterion) at this condition the borehole should drilled with caution due to narrow safe mud window $(2.06-2.16 \frac{g^r}{cm^3})$. And driller should closely monitors the borehole during drilling.

6 CONCLUSIONS

This paper uses linear elastic constitutive model for calculating the stresses around the wellbore. Results of Mohr-Coloumb, Drucker-Prager and Modified Lade failure criteria are evaluated. field experience shows the Mohr-Coloumb failure criterion overestimates mud densities required to prevent wellbore collapse and is more conservative than the other two criteria, and the field cases suggest that Drucker-Prager failure criterion underestimates the required mud weight to prevent wellbore collapse as in this well it is very risky and could result in well blowout. The finding of this study illustrates that the application of UBD in unconsolidated and overpressure formation is risky.

REFERENCES

- Amadei, B., and Stephansson, O., 1997. Rock stress and its measurement. London: Chapman & Hall.
- Bowers, G.L., 1994. Pore pressure estimation from velocity data: accounting for overpressure.
- Byerlee, J., 1978. Friction of rock. *Pure Appl. Geophys.* 116, 615–626.
- Ewy, R.T., 1998. Wellbore Stability Predictions Using a Modified Lade Criterion,” paper SPE47251 presented at the 1998 SPE/ISRM Eurock, Trondheim, Norway, 8–10 July.
- Fjaer, E., 1992. Petroleum related rock mechanics, *Elsevier*.
- Zoback, M.D., et al. 2003. Determination of stress orientation and magnitude in deep wells. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40: 1049–76,
- Jaeger, J.C. and Cook, N.G.W., 1979. Fundamentals of rock mechanics. Chapman & Hall, New York.
- Kastner, H., 1962. Statik des Tunnel- und Stollenbaues. Springer, Berlin.
- Yaghoubi, Ali A., and Zeinali, M., 2009. Determination of magnitude and orientation of the in-situ stress from borehole breakout and effect of pore pressure on borehole stability — Case study in Cheshmeh Khush oil field of Iran. *Journal of Petroleum Science and Engineering*.

Darbeli delik delmede uç tipinin ilerleme hızına ve pasa irilik katsayısına etkisi

Bit type effect of penetration rate and coarseness index in percussive drilling

R. Altındağ, N. Şengün, S. Demirdağ & C. E. Koçcaz

Süleyman Demirel Üniversitesi, Maden Müh. Bölümü, Isparta.

E. Totiç

Bartın Üniversitesi, İnşaat Müh. Bölümü, Bartın.

F. Ürün

Berka Madencilik, Ankara.

ÖZET: Bu çalışmada, darbeli delik delmede ilerleme hızı (PR_{net}) ve pasa irilik katsayısı (PİK) ile uç tipi arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Bu amaçla, Göлтаş (Isparta) çimento fabrikası hammadde ocağında, üç farklı delici uç (öne dış bükey (convex front), merkezden girintili (drop center) ve düz şekilli (flat front)) kullanılarak patlatma delikleri delinmiştir. Toplam 62 adet patlatma deliğinde PR_{net} ve PİK değerleri tespit edilmiştir. Üç farklı ucu aynı formasyonda kullanarak deliklerin PR_{net} ve PİK değerleri değişimleri irdelenmiştir. İnceleme sonucunda, PR_{net} arttıkça PİK değerlerinin arttığı ve convex front tip delici ucun en yüksek PR_{net} ve PİK değerlerine sahip olduğu belirlenmiştir.

ABSTRACT: In this study, in percussive drilling the effect of bit type on penetration rate and coarseness index were investigated. For this aim, blast holes were drilled by using three different drill bits in Goltas cement industry raw material quarry. Penetration rate and coarseness index values were determined in totally 62 blast holes. Penetration rate and coarseness index values changing were examined by using three different drill bit on same formation. As a result, it is determined that the penetration rate increases with increasing coarseness index and CF type drill bit has the highest penetration rate and coarseness index values.

1 GİRİŞ

Delme-patlatma yöntemi ile çalışan açık ocak işletmelerinde ve taş ocaklarında, yol ve baraj inşaatlarında zaman ve maliyet açısından patlayıcı maddelerin yerleştirileceği deliklerin açılması işlemleri büyük önem arz etmektedir. Delik geometrisi, çapı, boyu ve eğimi, delme-patlatma işleminin verimliliğini büyük ölçüde etkilemektedir. Önemli diğer etkenler delik delme zamanı ve maliyetidir.

Delinebilirlik, delici ucun formasyon içerisindeki ilerleme hızı (m/dak veya cm/dak) olarak tarif edilebilmektedir. Delme hızını etkileyen birçok faktör bulunmaktadır. Bu faktörleri değiştirilebilir etmenler (çalışma parametreleri ve ekipman seçimi) ve

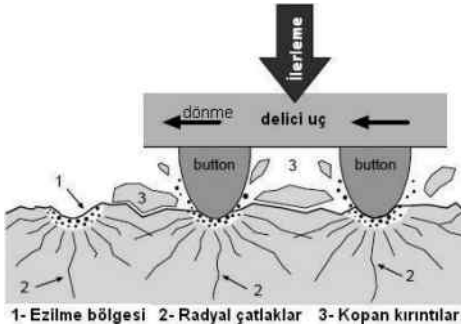
değiştirilemeyen etmenler (kayaç özellikleri) olarak ikiye ayırmak mümkündür.

Bir kayayı parçalamak için o kayaya doğrudan ya da dolaylı olarak enerji uygulamak gerekmektedir. Uygulanacak enerjinin düzeyi, kayanın özelliğine ve enerji aktarma biçimine bağlı olarak değişmektedir. Kayaya verilen enerji yeni yüzey yaratılmasında, sürtünme ve esnek dalga dağılımı biçiminde harcanmaktadır. Kayaç delinebilirliği, matkap ucunun kayaç içinde ilerleme yapabilmesindeki kolaylığın veya zorluğun derecesidir. Kayaç delinebilirlik özelliği, kayacın sertliğine, dayanımına, aşındırma yeteneğine, dokusuna ve kırılabilme karakterine bağlıdır. Kayacın delinebilirliğinin belirlenmesinde etkin olabilecek kayaç özelliklerinin rolünü belirlemek için arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılmaktadır. Bazı araştırmacılar, kayaçların

delinebilirlik analizlerinde, darbeli delme hızları ile kayacın fiziksel özellikleri arasındaki ilişkileri incelemiştir (Paone vd 1969, Tandanand & Unger 1975, Kahraman vd. 2003).

Darbeli delik delmede, delici uç kayayı birbirini ardına vuruşlarla parçalayarak ilerler. Delici ucun kaya ile teması esnasında dört yenilme mekanizması oluşur (Thuro 1997) (Şek. 1). Bunlar;

- i. Delici uç butonu altında ezilmiş bir bölge oluşur (darbe etkisi).
- ii. Ezilme bölgesinden başlayarak, radyal çatlaklar gelişir (çekme gerilmesi etkisi).
- iii. Yeterli miktarda gerilme sonucu kayadan daha büyük şekilli kırıntılar koparılır (kesme gerilmesi etkisi).
- iv. Yukarıdaki evrelere ek olarak gerilmeler periyodik olarak gelişir (dinamik süreç).



Şekil 1. Darbeli delme işleminde kaya yenilmesi evreleri (Thuro 1997).

Delici uç, darbeli delmede kırarak ve kırıntı (yonga) çıkartarak kaya içinde ilerler. Yukarıda anlatılan evreler her darbeye tekrarlanmaktadır. Delici ucun kendi eksenini etrafında da dönmesiyle delici uç her zaman sağlam yüzeye karşılaşmaktadır.

Kayacın delinebilirliğinin belirlenmesinde etkin olabilecek kayaç özelliklerinin rolünü belirlemek için arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılmaktadır. Bazı araştırmacılar, kayaçların delinebilirlik analizlerinde, darbeli delme hızları ile kayacın fiziksel özellikleri arasındaki ilişkileri incelemiştir (Paone vd. 1966, Tandanand & Unger 1975, Bilgin & Kahraman 2003). Selim & Bruce (1970) laboratuvar ortamında iki farklı delici ünitesiyle 9 farklı kayaçta darbeli delme deneyleri yapmışlar ve delme hızı ile çeşitli kayaç özellikleri arasındaki ilişkileri incelemiştir. Kahraman (2002), 3 farklı kayaç gevreklik tanımlaması ile delinebilirlik arasındaki ilişkileri incelemiş ve bu üç gevreklik tanımından birisinin darbeli delmede

delik delme hızı ile iyi bir korelasyon olduğunu gözlemlemiştir. Kahraman vd. (2003), 4 farklı bölgede 8 kayaç tipi üzerinde darbeli delme çalışmalarını yapmışlardır. Delik delme hızı ile tek eksenli basınç dayanımı, Brazilian çekme dayanımı, nokta yük dayanım indeksi ve Schmidt çekici sertliği arasında anlamlı ilişkiler elde etmişlerdir. Akçin & Karpuz (2005) ise delik delme hızı ile tek eksenli basınç dayanımı, spesifik enerji, kayaç kalite göstergesi (RQD) arasında anlamlı ilişkiler bulmuşlardır.

Delme işlemi sırasında elde edilen pasaların (kırıntı) parça boyutu, delme işleminin verimliliği açısından bir bilgi sunmaktadır. Kazı işlemlerinin sonrasında ortaya çıkan pasaların bir elek seti ile elenerek parça boyut dağılımı tespit edilerek buradan pasa irilik katsayısı (PİK) hesaplanmaktadır (Tunçdemir & Bilgin, 2002). Pasanın parça boyutu arttıkça, kayacı parçalayıp pasa oluşturmak için harcanan enerji de azalmaktadır. Altındağ (2003, 2004), darbeli delmede pasa irilik katsayısı ile ilerleme hızları arasındaki ilişkileri incelemiştir.

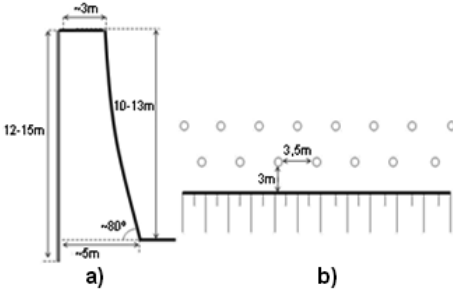
Hammadde maliyetine etki eden maliyet kalemlerinden birisi de delik delme maliyetleridir. Delik delme maliyetlerine etki eden parametreler ise delici uç tipi, makinanın çalışma parametreleri ve kayaç özellikleridir. Pratikte çeşitli formasyonlar için çok farklı uç tipleri kullanılmaktadır. Bu çalışmada, patlatma deliklerinin darbeli yöntemle delinmeleri işleminde farklı geometride hazırlanmış delici uçların ilerleme hızına ve pasa irilik katsayısına etkisi irdelenmiştir.

2 MATERYAL VE METOT

Darbeli delik delmede uç tipinin ilerleme hızına ve pasa irilik katsayısı ile ilişkisinin incelendiği bu çalışma, Isparta'da bulunan Göltaş çimento fabrikasının hammadde (kalker) ocağında gerçekleştirilmiştir (Şek. 2). Kireçtaşı ocağında işletmeye ait Atlas Copco ROC F7 delici makine bulunmaktadır. Bu delici makine ile 12-15 m basamak boyunda delikler delinmekte ve şeş-beş düzeni ile atım yapılmaktadır (Şek. 3).



Şekil 2. Göltaş çimento fabrikası hammadde ocağı.



Şekil 3. Uygulanan patern düzeni a) Basamak kesiti, b) Delik düzeni.

Çalışma kapsamında, delici makinenin kireçtaşındaki tüm delme işlemlerinde, Çizelge 1’de verilen çalışma parametreleri (baskı kuvveti, dönme hızı, akışkan hava basıncı, darbe basıncı) sabit tutulmuştur. Delici makinaya uygun balistik butonlu öne dış bükey convex front (CF), dairesel butonlu merkezden girintili drop center (DC) ve yine dairesel butonlu düz şekilli flat front (FF) olarak adlandırılan üç farklı delici uç kullanılmıştır (Şek. 4). Bu uçların teknik özellikler Çizelge 2’de sunulmuştur. Bu farklı uçlar makina üzerinde değiştirilerek aynı formasyonda patlatma deliklerinin delinmesinde kullanılmıştır.

Çizelge 1. Delici makine çalışma parametreleri

Hava Basıncı:	8 bar
Dönme Hızı:	85 dev/dak
Tabaca Enerjisi	1850 Nm
Baskı Basıncı:	70-90 bar
Darbe Basıncı:	160-200 bar
Delik Çapı	115 mm



Şekil 4. Çalışmada kullanılan delici uçlar.

Çizelge 2. Çalışmada kullanılan delici uçların özellikleri.

Uç		Flat Front	Convex Front	Drop Center
Buton x	Dış	9x14.5	7x14.5	8x14.5
Buton Çapı (mm)	Merkez	---	4x14.5	4x14.5
	İç	6x14.5	3x14.5	2x11.0
Buton	Dış	35°	45°	35°
Açısı	İç	---	30°	---
Temizleme Deliği	Adet x Boyut (mm)	3x13	3x13	4x13
Ağırlık	(kg)	9.7	9.2	9.5

Çalışma kapsamında, sabit çalışma koşullarında üç farklı uç kullanılarak delme patlatma deliklerinin delinmesi sırasında delik delme süreleri kronometre ile belirlenmiş ve delik boyları kaydedilmiştir. Patlatma delikleri delinirken açığa çıkan pasalardan örnek alınarak pasa irilik katsayıları hesaplanmıştır. Ayrıca araziden numuneler alınarak kireçtaşının fiziko-mekanik özelliklerinin belirlenmesine yönelik deneyler yapılmıştır.

2.1 İlerleme hızlarının belirlenmesi

Göltaş çimento fabrikası hammadde ocağında, patlatma deliklerinin delinmesi sırasında delici ucun ilerleme hızının belirlenebilmesi için, her bir delik delinirken delik delme süreleri kronometre ile ölçülerek kaydedilmiştir. Bu ölçümlerde iki farklı süre dikkate alınmıştır. Bunlardan birincisi, delme işleminin başlangıç zamanı ile bitiş zamanı arasındaki geçen süre (toplam süre), diğeri ise o delikte tabancanın iş yaptığı toplam süre (net delme süresi) olmaktadır. İki ayrı zamanın tutulmasının nedeni, toplam delik süresi içinde hem delme işi yapılmakta hem de deliğin temizleme işi ve tij ilave edilmesi yapılmaktadır.

Bu nedenle, net delik delme süresi içinde deliğin temizleme zamanı göz ardı edilip sadece tabancanın iş yaptığı süre dikkate alınmaktadır. Bu süreler ve delik boyu kullanılarak Eşitlik 1 ve Eşitlik 2 ile brüt delme hızı ve net delme hızları hesaplanmaktadır.

$$PR = \frac{H}{T} \quad [1]$$

$$PR_{net} = \frac{H}{T_{net}} \quad [2]$$

Burada PR , delme hızı (cm/dak), PR_{net} , net delme hızı (cm/dak), T , toplam delik delme süresi (dak), T_{net} , net delik delme süresi (dak) ve H , delik boyudur (cm).

2.2 Pasa irilik katsayısının belirlenmesi

Deliklerin delinmeleri sırasında açığa çıkan pasalardan (kırıntılardan) alınan örneklerin, delme işleminin verimliliğini belirlemek amacıyla pasa irilik katsayıları (PİK) belirlenmektedir. Deliklerden çıkan pasanın parça boyutu küçüldükçe, yani pasa irilik katsayısı küçüldükçe delici uçun, delme işi için harcayacağı enerjinin bir kısmını kayıptan kopartılan parçaların gereksiz yere uflanmasında kullandığı anlamına gelmektedir. Bu nedenle, PİK değerlerinin yüksek olması, delme işleminde delme hızının ve delme veriminin yüksekliğine, delme için harcanan enerjinin düşüklüğüne işaret etmektedir.

Delik delme işleminin performansını analiz etmek için her delikten temsili olarak yaklaşık 5 kg pasa (kırıntı malzeme) alınmış ve laboratuarda 2 kez konileme-dörtleme yapılarak numune miktarı azaltılmıştır. Delme işlemleri sırasında oluşan pasalar, bir elek serisi (4.75, 2.80, 1.18, 0.600, 0.300, 0.150 mm) ile elenmiş ve elek analiz tabloları oluşturulmuştur. 6 adet elek kullanılarak yapılan elek analizleri sonucunda 7 ürün elde edilmiştir (Şek. 5).



Şekil 5. Pasa irilik katsayısının belirlenmesi.

6 elek kullanılan ve 7 ürün elde edilen bir elek setinde, PİK sayısı en az 100, en fazla da 700 olmak durumundadır. Delme işleminde çıkan pasanın parça boyutu ne kadar büyükse elek üzerinde kalan kümülatif malzeme oranı artacağından PİK'te 700 sayısına doğru yaklaşacaktır. Kazılan malzemenin parça boyutu ne kadar küçükse elek üzerinde kalan kümülatif malzeme oranı azalacağından PİK'te bu kez 100'e doğru azalacaktır. Oluşturulan bu elek analiz tablolarından bu ürünlerin kümülatif yüzde toplamları alınarak PİK değerleri hesaplanmıştır (Çizelge 3).

Çizelge 3. Bir delik için pasa irilik katsayısının (PİK) belirlenmesi

Elek (mm)	Elek Üstü Miktarı (g)	(%)	Kümülatif Elek Üstü
+4.75	410.30	19.84	19.84
+2.80	338.60	16.38	36.22
+1.18	460.43	22.27	58.49
+0.60	291.10	14.08	72.57
+0.30	178.81	8.65	81.21
+0.15	140.24	6.78	88.00
-0.15	248.22	12.00	100.00
Toplam	2067.7	100.00	456.32
PİK =			456.32

2.3 Fiziko-mekanik özelliklerin belirlenmesi

Çalışma kapsamında Göltaş kireçtaşı ocağının farklı bölgelerinden temsili olarak blok kayaç örnekleri alınmış ve laboratuvar ortamında fiziko-mekanik özelliklerinin belirlenmesine yönelik ilgili standartlar çerçevesinde testler yapılmıştır. Bu kapsamda, birim hacim ağırlık, ağırlıkça ve hacimce su emme (görünür gözeneklilik), Schmidt darbe çekici sertliği, Shore sertliği, P -dalga hızı ve tek eksenli basınç dayanımı deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, kireçtaşının aşındırıcılığını belirlemek için Cerchar aşınma indeksi deneyi ve delme oranı indeksinin belirlenmesi için de S_{20} kırılabilirlik ve S_j minyatür delme deneyleri yapılmıştır. Deneylerden elde edilen sonuçların ortalama değerleri Çizelge 4'te verilmiştir.

Çizelge 4. Kireçtaşının fiziksel ve mekanik özellikleri.

Özellik	Değer
Birim hacim ağırlık (gr/cm^3)	2.663 ± 0.01
Atm. basıncında su emme (%)	0.510 ± 0.18
Görünür gözeneklilik (%)	1.355 ± 0.47
Schmidt çekici sertliği L-tipi	38.7 ± 4.9
↓ N-tipi	47.3 ± 2.8
Shore sertliği	56.1 ± 4.3
P-dalga hızı (m/sn)	6339 ± 503
Tek eksenli basınç dayanımı (MPa)	63.7 ± 7.6
Cerchar aşınma indeksi	1.25 ± 0.12
Kırılganlık değeri (S_{20})	44.4 ± 1.18
Minyatür delme değeri (S_d)	63.7 ± 0.42
Delme oranı indeksi (DRI)	55.1

3 DEĞERLENDİRMELER

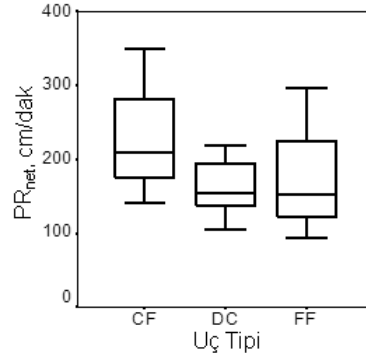
Darbeli delik delmede uç tipi ile net ilerleme hızı (PR_{net}) ve pasa irilik katsayısı ($PİK$) arasındaki ilişkilerin incelendiği bu çalışmada, aynı çalışma koşullarında 3 farklı delici uç kullanılarak 62 adet patlatma deliğinde toplam 435 m delik delinmiştir. Her delikte net ilerleme hızları belirlenmiş ve deliklerden çıkan pasaların $PİK$ değerleri hesaplanmıştır. Hesaplanan PR_{net} ve $PİK$ değerleri Çizelge 5’te verilmiştir.

Çizelge 5. Deliklerden elde edilen PR_{net} ve $PİK$ değerleri.

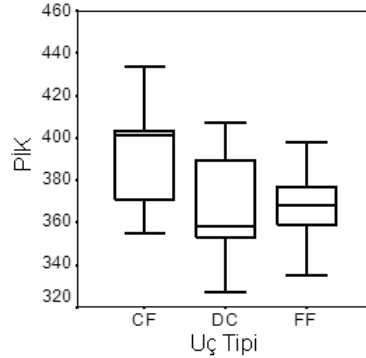
	CF		DC		FF	
	PR_{net}	$PİK$	PR_{net}	$PİK$	PR_{net}	$PİK$
N	28	28	16	16	18	18
ΣH	190.9	190.9	145.1	145.1	98.9	98.9
Ort.	203.5	385.2	161.3	367.0	170.4	367.1
Min.	128.5	354.5	104.3	327.0	94.1	334.9
Mak.	348.4	433.6	219.1	407.6	296.9	397.7
S.S.	55.0	20.9	35.6	25.2	57.5	18.7

N: Delik sayısı, ΣH : Toplam delik uzunluğu,
Ort: Ortalama, Min: En küçük değer,
Mak: En büyük değer, S.S: Standart hata

Deneyisel çalışmalardan elde edilen verileri görsel şekilde özetlemek için ve üzerinde veri dağılımlarını göstermek amacıyla kutu grafikleri (box-plot) çizilmiştir. Kutu grafiğinde; ortanca (medyan) çizgisi, alt ve üst kartil, en küçük ve en büyük ölçüm değerleri görülmektedir. Farklı uçlar kullanılarak elde edilen net ilerleme hızlarının kutu grafikleri Şekil 6’da ve bu deliklerden elde edilen $PİK$ değerlerinin kutu grafikleri ise Şekil 7’de verilmiştir.

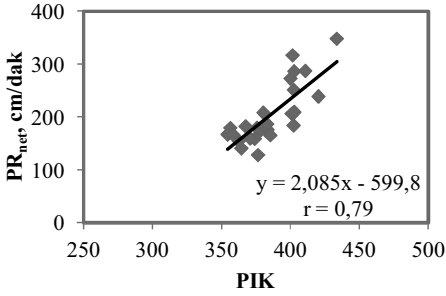


Şekil 6. İlerleme hızlarının kutu grafikleri.

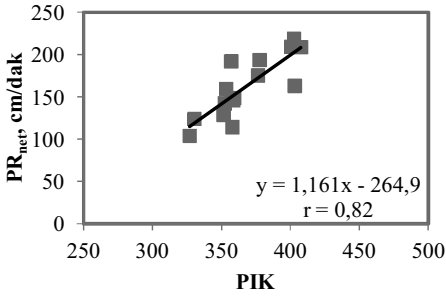


Şekil 7. $PİK$ değerlerinin kutu grafikleri.

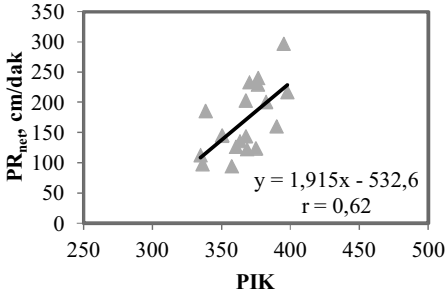
Çizelge 5 ve Şekil 6-7 incelendiğinde üç farklı delici uç tipinden en yüksek net ilerleme hızları ve pasa irilik katsayısı değerler convex front (CF) tip uç kullanıldığında elde edilmiştir. Bunun nedeni CF tip delici ucun buton yapısı diğerlerinden farklı olarak balistik yapıda olması ve bu sayede daha düşük bir temas alanında, sahip olduğu enerjiyi kayaya iletmesinden kaynaklanmaktadır. Bu ucun geometrik yapısı dış bükey (konveks) şeklinde olduğundan aynı çapı daha fazla yüzey alanına dönüştürmektedir. Ayrıca net ilerleme hızı ile $PİK$ değerleri arasındaki ilişkiler her uç tipi için ayrı Şekil 8-10’da ve her uç tipi için ise Şekil 11’de verilmiştir.



Şekil 8. CF tip uç kullanılarak delinen deliklerinin PR_{net} & PİK ilişkisi.



Şekil 9. DC tip uç kullanılarak delinen deliklerinin PR_{net} & PİK ilişkisi.

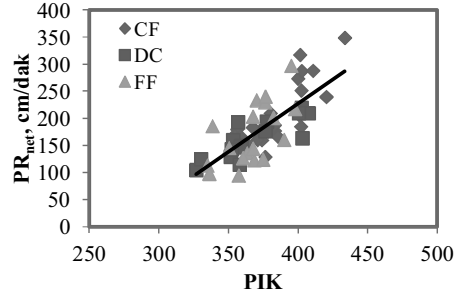


Şekil 10. FF tip uç kullanılarak delinen deliklerinin PR_{net} & PİK ilişkisi.

Şekil 7-10 incelendiğinde, darbeli delik delme işlemlerinde net ilerleme hızı arttıkça pasa irilik katsayısının arttığı görülmektedir. Ayrıca, Şekil 8'de oluşan regresyon grafiğinin eğimi daha yüksek olarak belirlenmiştir. Bunun nedeni CF tip delici ucun geometrisinde buton yörüngeleri arasında daha fazla mesafe olmasından kaynaklanmaktadır.

Şekil 11'de tüm verilerin birlikte değerlendirilmesiyle grafik oluşturulmuştur. Grafikte, PR_{net} ile PİK arasındaki ilişkinin denklemi de Eşitlik 3'te verilmiştir. Bu eşitlik yardımıyla PİK değeri kullanılarak delme hızı $r=0.76$ korelasyon katsayısı ile tahmin edilebilmektedir.

$$PR_{net} = 1,776 * PİK - 483,8 \quad [3]$$



Şekil 11. Tüm delikler için PR_{net} & PİK ilişkisi.

4 SONUÇLAR

Darbeli delik delme işlemlerinde, uç tipinin ilerleme hızına etkisi ve darbeli delik delme işinde ilerleme hızının belirlenmesindeki rolü irdelenmiştir. Bu amaçla, bir kalker ocağında 62 adet patlatma deliği delinerek üç farklı geometriye sahip delici uç kullanılmış ve her bir deliğin net ilerleme hızları ve pasa irilik katsayıları belirlenmiştir.

Tüm veriler incelendiğinde net ilerleme hızının artmasıyla pasa irilik katsayısı değerlerinin de arttığı belirlenmiştir. En yüksek net ilerleme hızları balistik butonlu CF tip delici uça elde edilmiştir. Ayrıca, bu delici uç ile delinen deliklerden alınan pasaların PİK değerleri diğer deliklere kıyasla daha yüksek değerlerde olduğu tespit edilmiştir. Sonuç olarak, çalışılan ocak yapısı için en uygun delici uç tipinin konvex front (CF) tipi uç olduğu ve bu uça daha fazla delme hızlarının elde edilebileceği dolayısıyla delme maliyetinin daha düşük olacağı öngörülmektedir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmaya verdiği destekten dolayı TÜBİTAK Araştırma Destek Birimi'ne (Proje No: 109M024) teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Akçin, M.E., and Karpuz, C., 2005. Drillability studies of surface-set diamond drilling in Zonguldak region sandstones from Turkey, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 42, 473–479.
- Altindag, R., 2003. Estimation of Penetration Rate in Percussive Drilling by Means of Coarseness Index and Mean Particle Size *Rock Mech. Rock Engng.* 36 (4), 323–332.
- Altindag, R., 2004. Evaluation of drill cuttings in prediction of penetration rate by using coarseness index and mean particle size in percussive drilling. *Geotech. Geolog. Eng.*, 22: 417-425.
- Bilgin, N., and Kahraman, S., 2003. Drillability prediction in rotary blast hole drilling, 18th International Mining Congress and Exhibition of Turkey, Antalya, pp. 177-182.
- Kahraman, S., 2002. Correlation of TBM and drilling machine performances with rock brittleness. *Eng Geol* V.65:269–83.
- Kahraman, S., Bilgin, N., and Feridunoğlu, C., 2003. Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 40, 711–723.
- Paone, J., Madson, D., and Bruce W.E., 1969. Drillability studies-laboratory percussive drilling. U.S. Dept. of the interior, Bureau of Mines RI 7300.
- Selim, A.A., and Bruce W.E., 1970. Prediction of penetration rate for percussive drilling. USBM RI 7396.
- Tandanand S, and Unger H.F., 1975. Drillability Determination—A Drillability Index of Percussive Drills. U.S. Dept. of the interior, Bureau of Mines RI, 8073.
- Thuro, K., 1997. Drillability prediction: geological influences in hard rock drill and blast tunnelling. *Geologische Rundschau*, Vol.86 (2), 426-438.
- Tunçdemir, H., ve Bilgin, N., 2002. Kollu Galerî Açma Makinelerinin Cevher Kazısında Kullanımının Araştırılması İtûdergisi/D Mühendislik Cilt:1, Sayı:2, 14-26.

Ankara-Bala-Kesikköprü-Maden Geçidi demir maden sahasında kaya kütle sınıflama çalışmaları

Rock mass classification studies in Ankara-Bala-Kesikköprü-Maden Geçidi open-pit iron mine region

İ. Özkan, H. S. Güngör, S. Acar, E. Kuzuoluk & H.S. Dalkıran

Selçuk Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Konya, Türkiye

K. Güngör & M. Doğan

Güncem Madencilik, Kesikköprü, Bala, Ankara, Türkiye

ÖZET: Ankara-Bala-Kesikköprü mevkiinde Güncem Madencilik, açık ocak madenciligi ile demir cevheri üretmektedir. Bölgede mevcut maden ocağının hemen bitişiğinde yeni belirlenen cevher rezervi, mevcut ocağın genişletilmesi ile üretilcektir. MG5 (109m), MG14 (84m) ve MG16 (113,7m) isimli sondaj kuyularından temin edilen karotlar yardımıyla kaya malzemesinin fiziksel, mekaniksel ve jeoteknik özellikleri belirlenmiştir. Kaya kütle sınıflama çalışmaları sonucunda özellikle zayıf-tabakalı-kil dolgulu ve sık kırıklı jeoteknik aralıklarda RMR₈₉ sınıflama sisteminin M-RMR sınıflama sisteminin aksine sayısal bir değer öneremediği belirlenmiştir. Bu bildiriye genel olarak her iki sınıflama sistemine ait kaya kütle sınıflama sonuçları birbirileri ile karşılaştırılmış ve değerlendirilmiştir.

ABSTRACT: Güncem mining company at Ankara-Bala-Kesikköprü region produces iron ore by open pit mining method. A new ore reserve which is found in the region immediately adjacent to the existing mine pit will be extracted by expanding the existing open pit. The physical, mechanical and geotechnic properties of the rock material were determined using cores reached by MG5 (109m), MG14 (84m) and MG16 (113.7m) boreholes. The particularly weak-stratified-clay bearing-fractured geotechnic intervals, it was determined that RMR₈₉ classification system unlike the M-RMR system was not predicted a numerical value. In this paper, in general, rock mass classification results for both systems were evaluated and compared with each other.

1 GİRİŞ

Kaya mühendislik yapıları için geliştirilen görgül ve analitik tasarım yaklaşımları, günümüzde mühendisler tarafından kullanılmaktadır. Özellikle jeolojik yapının karmaşık olduğu kaya bölgelerinde, mühendisler analitik yaklaşımları kullanmakta zorlanmaktadır. Ancak birçok araştırmacı konu üzerinde çalışmalara devam etmektedir. Görgül tasarım yaklaşımları ise mühendislik mühendislik deneyimi-gözlem-sezgi-geriye dönük analizler bütünü oluşturulan yaklaşımlardır. Günümüzde pek çok kaya mühendislik yapılarının tasarımında uygulanan görgül yaklaşımda sıklıkla Bieniawski (1973 & 1989) ve Barton vd. (1974) tarafından geliştirilen RMR ve Q kaya kütle sınıflama sistemleri kullanılmaktadır. Bugün değişik

şartlara haiz kaya yapıları ve mühendislik tasarımları için geliştirilmiş 30'a yakın sınıflama sistemi mevcuttur. Bu sistemler kaya kütlelerini karakterize ettikten sonra tasarım mühendisine birçok tasarım verisi üretebilmektedir. Bundan dolayı kaya kütle sınıflama sistemleri günümüzdeki pek çok mühendislik çalışmasında kullanılmaktadır. Mevcut sınıflama sistemlerine ait ayrıntılı bir değerlendirme Özkan & Ünal (1996) tarafından verilmiştir.

Ünal ve Özkan, 1989-2005 yılları arasında ülkemizde ETİBANK-Bigadiç-Simav kolemanit, TKİ-OAL-Çayırhan kömür, Çayeli Bakır İşletmesi-ÇBİ bakır ve ETİBANK-Beypazarı-Trona maden ocaklarında karşılaşılan kaya kütlelerinin RMR (Bieniawski 1973 & 1989) ve Q (Barton vd. 1974) sınıflandırma indeks değerlerini belirlemeye

çalışmışlardır. Bu çalışmalarında araştırmacılar, özellikle zayıf, anizotropik, tabakalı, kil içerikli ve kırıklı kaya bölgelerinde kütle parametrelerinin belirlenmesinde RMR ve Q sistemlerinin yetersiz kaldığını tespit etmişlerdir. Karşılaşılan problemi aşmak amacıyla araştırmacılar tarafından M-RMR sınıflama sistemini geliştirilerek uygulayıcı mühendislere sunulmuştur. Benzer çalışmalar TKİ-Yatağan kömür ocağında Ulusay vd. (1992) ve Divriği demir maden ocağında ise Ceylanoglu vd. (1998) tarafından yapılmıştır. Gerçekleştirilen çalışmalara ait tipik bir sonuç Çizelge 1'de verilmiştir.

Zayıf, anizotropik, tabakalı, kil içerikli, kırıklı kaya yapıları için geliştirilen M-RMR sistemine ait değerlendirmeler araştırmacılar tarafından çeşitli yurt içi ve dışı yayınlarda (Özkan & Ünal 1988, Özkan 1989, Ünal & Özkan 1990, Ulusay vd. 1992, Ünal vd. 1992, Özkan 1995, Özkan & Ünal, 1996, Ünal 1996, Ünal vd. 1997a, 1997b, Ünal & Özkan 1997) ayrıntıları ile sunulmuştur.

M-RMR sınıflama sistemi tarafından önerilen eşitlik aşağıda verilmiştir. Eşitlikte geçen kaya kütle parametrelerinin belirlenmesinde kullanılan indeks değerleri Şekil 1 ve Çizelge 2'de görülmektedir. Ancak RMR (Bieniawski 1973, 1989) sistemine ait yaklaşım, yaygın olarak birçok yayında verildiği için burada ilgili çizelgeler sunulmamıştır.

$$M-RMR = F_c (I_{PLS} + I_{RQD} + I_{JC}) + I_{JS} + I_{GW} + I_{OI} \quad (1)$$

burada F_c , eklem yüzeylerinin suya karşı olan dayanımına bağlı katsayısı; I_{PLS} , nokta yükleme dayanımına ait indeks; I_{RQD} , RQD değerine bağlı indeks; I_{JC} , eklem takım durumuna bağlı indeks; I_{JS} , eklem takımları arasındaki mesafeye bağlı indeks; I_{GW} , yer altı su durumuna bağlı indeks ve I_{OI} , eklem takım konumuna bağlı indeks değerleridir.

Bu bildiride, Güncem Maden İşletmesi demir sahasında karşılaşılan orta sağlamlıkta fakat çatlaklı bir yapı sergileyen kaya kütlelerinin RMR ve M-RMR sınıflama sistemlerince belirlenen sonuçları üzerinde değerlendirmeler yapılmıştır. Bu çalışmada Bieniawski (1989) tarafından 1989 yılında revize edilen RMR sistemi kullanılmış ve bildiride RMR_{89} olarak ifade edilmiştir.

2 ÇALIŞMA SAHASI

Bölgede halen işletilmekte olan 1 nolu saha içinde Madentepe I, Madentepe II, Maden Geçidi ve Suluocak olmak üzere dört maden yatağı mevcut olup Suluocak bölgesinde daha önce işletilip terk edilmiş bulunan Büyükocak, Adilocak, Kartalkaya I,

Kartalkaya II ve Camiisagır açık maden ocakları mevcuttur. Bu çalışmada işletilebilir olması ve diğer zuhurlar ile benzerlik taşıması nedeniyle Maden Geçidi'nden seçilen sondaj kuyuları irdelenmiştir.

Kesikköprü demir yatak ve zuhurlarında cevherleşme kristalize kireçtaşı, ultramafik - mafik kayalar ve granitik kayaların dokanaklarında veya yakın çevrelerinde değişik boyutlarda (~ 100m x 20m x 10m) mercekler şeklinde izlenmektedir. Cevher mineralleri manyetit, daha az oranda hematit, limonit ve çok az olarak da piritten oluşmaktadır. Genelde Fe içeriği % 45-65, SiO_2 içeriği %10-15 ve S içeriği % 1-2 arasında değişmektedir.

Cevher mercekleri 20 bin ton ile 5 milyon ton arasında değişen kütlelere sahip olup toplam rezervin 11 milyon ton olduğu düşünülmektedir (Öztürk vd. 1983). Ocaklarda izlenen faylar KB-GD doğrultuludur. Bu faylar aynı zamanda cevherin yüzeye çıkmasında da etken olmuştur.

3 SAHANIN JEOTEKNİK YAPISI

Ankara-Bala-Kesikköprü-Maden Geçidi demir sahasında açılan 3 adet düşey sondajdan (306.7 m) temin edilen karotlar, öncelikle litolojik ve jeoteknik sınırların belirlenmesi için etüd edilmiştir. Etüdlardan önce kalıcı olması nedeniyle bütün karot sandıklarına ait fotoğraflar çekilmiş daha sonra litolojik istifleme belirlenmiştir. Çizelge 3'te görüldüğü gibi 4 farklı kaya biriminden oluşan MG5 ve MG16 sondajlarında 4, MG14 sondajında ise 1 temel kaya tabakası olduğu belirlenmiştir.

Kaya kütle sınıflamalarında litolojik aralıklardan daha ziyade jeoteknik sınırlar ön planda olduğuna için ikinci adım olarak jeoteknik sınırlar kaya birimlerinin renkleri, fiziksel görünüşleri, dokuları, yapıları, bozunma dereceleri, geçirgenlikleri ve gösterdikleri karot özelliklerine göre değerlendirilerek toplam 261 adet jeoteknik aralığın olduğu belirlenmiştir (Çizelge 4). Jeoteknik aralıklarda çoğunlukla iki eklem takımının olduğu ancak bazı jeoteknik bölgelerde eklem takım sayısının bazen bire indiği bazen de üç çıktığı görülmüştür. Bununla birlikte karot özelliği taşıyan 2 cm'den daha büyük karotların sondaj manevrasındaki yüzdesini veren sağlam karot randımanının (ICR, %) %25'den küçük olduğu bölgelerin (BSTR-Broken Structural Region, $ICR < \%25$) küçümsenmeyecek sayıda olduğu belirlenmiştir (Çizelge 4). MG5, MG14 ve MG16 sondajlarının sırasıyla %9.68, %15.61 ve %6.55'nin BSTR'li bölgelerden oluştuğu anlaşılmıştır. Bu bölgelerde eklem takımları ayırtılamadığı için eklem takımlarının doğrultuları ve dalım açıları belirlenememiştir.

Sağlam karotlar içeren jeoteknik aralıklarda (ISTR-Intact Structural Region, $ICR > 25$) izlenen eklem takımlarının doğrultularının genelde KKD-GGB istikametinde ve dalmı yönlerinin ise B-KB istikametinde olduğu belirlenmiştir. Bu jeoteknik bölgelerde karşılaşılan eklemlerin genel olarak dalmı açıları $0-20^\circ$, $20-45^\circ$ ve $45-90^\circ$ aralıklarında gruplandırılmıştır.

4. KAYA KÜTLE SINIFLAMA ÇALIŞMALARI

Ankara-Bala-Kesikköprü-Maden Geçidi maden bölgesinde, yeni belirlenen maden rezerv sahasında yapılan MG5, MG14 ve MG16 sondajlarına ait

karotlar üzerinde RMR_{89} (Bieniawski 1989) ve M-RMR (Ünal & Özkan 1990) sınıflama sistemleri uygulanarak kaya kütle yapısı belirlenmeye çalışılmıştır. Bu çalışma aşağıdaki temel safhalardan oluşmuştur.

1. sondaj karot sandıklarının fotoğrafları çekilmiş, litolojik ve jeoteknik sınırlar belirlenmiştir,
2. sondaj kuyu eksenleri boyunca belirlenen toplam 261 adet jeoteknik sınırın her birinde sırası ile toplam karot randımanı (TCR, %), sağlam karot randımanı (ICR, %) ve RQD (%) değerleri hesaplanmıştır,

Çizelge 1. Çeşitli maden ocaklarında RMR_{89} (Bieniawski 1989) ve M-RMR (Ünal & Özkan 1990) sınıflama sistemlerince belirlenen en zayıf ve en sağlam jeoteknik aralıklardaki sınıflama indeks değerleri.

Proje	Araştırmacı	Uygulama Yılı	Maden Ocağı	M-RMR		RMR_{89}	
				En Düşük	En Yüksek	En Düşük	En Yüksek
Bigadiç	Ünal & Özkan	1989	Kolemenit(Yeraltı)	5	65	24	60
Çayırhan	Ünal vd.	1992	Kömür (Yeraltı)	25	73	49	69
Yatağan	Ulusay vd.	1992	Kömür (Açık)	28	63	40	65
Yatağan	Ünal vd.	1992	Kömür (Yeraltı)	21	63	40	59
Divriği	Ceylanoglu vd.	1998	Demir (Yeraltı)	21	79	26	68

Çizelge 2. Eklem takımları arası duruma ait indeks değerlerin belirlenmesi -IJC.

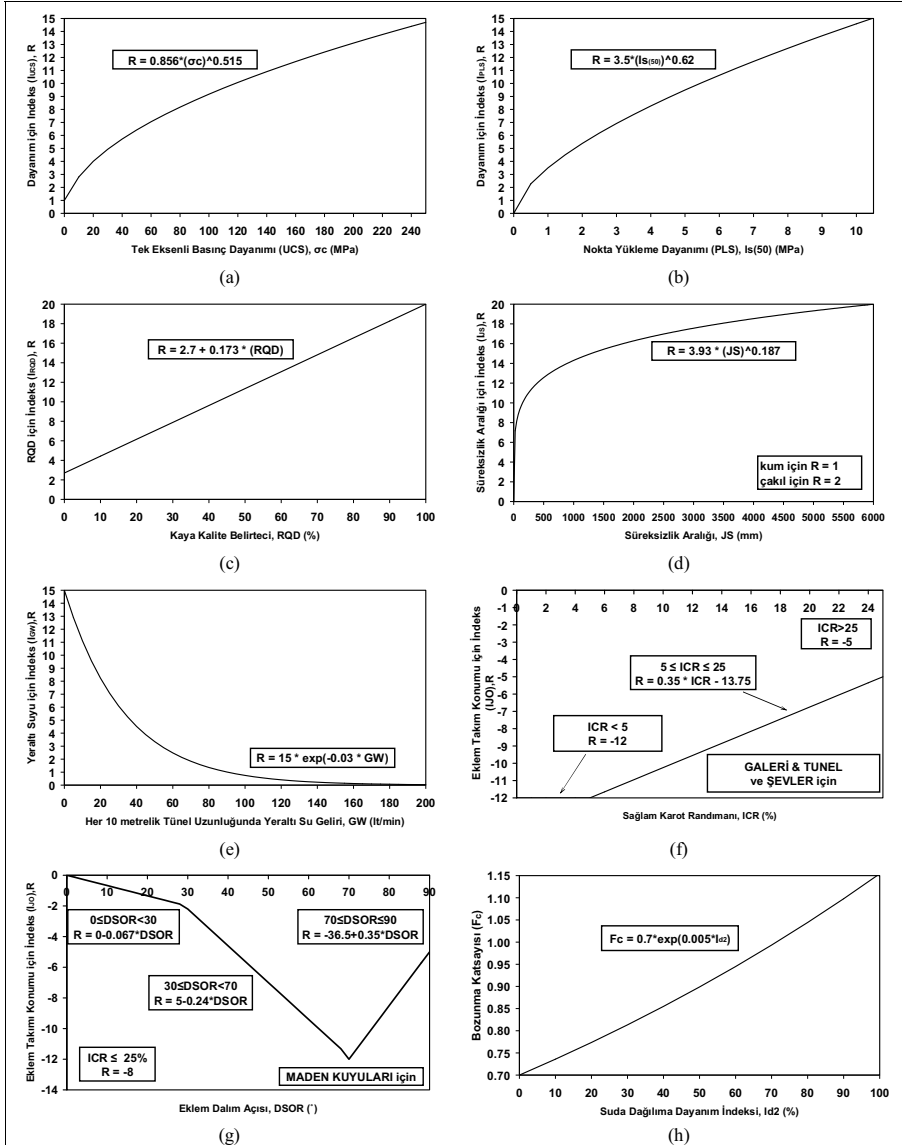
I _{IC} sağlam kaya bölgeleri için -ISTR (ICR ≥ 25 %)				I _{IC} kırıklı kaya bölgeleri için -BSTR (ICR<25%)		
Parametre	Koşul		İndeks	BSTR	Tanım	İndeks (bs)
Bozunma W	Hiç Bozunmamış		8	BSTR1	Eğer toprak yapısında ise (büyük kum-çakıl)	0
	Az Bozunmuş		7			
	Orta Bozunmuş		6			
	Çok Bozunmuş		4			
	Çok Fazla Bozunmuş		2			
Pürüzlülük R	Dalgalı	Çok Pürüzlü	8	BSTR3	Eğer 2-3 cm boyutlarında kırıklı kaya parçaları içeriyorsa	4
		Pürüzlü	6			
		Az Pürüzlü	4			
		Düz	2			
		Kaygan	1			
	Düzlemsel	Çok Pürüzlü	4	BSTR4	Eğer 10cm'den daha kısa karot parçaları içeriyorsa	6
		Pürüzlü	3			
		Az Pürüzlü	2			
		Düz	1			
		Kaygan	0			
Devamlılık C	Çok Az Devamlı		3.5	BSTR5	Eğer 10 cm'den daha fazla büyük bir yada daha fazla karot parçaları içeriyorsa	8
	Az Devamlı		3			
	Orta Devamlı		2			
	Yüksek Devamlı		1.5			
	Çok Yüksek Devamlı		1			
Açıklık A	0.0-0.01 mm		4			
	0.01-1 mm		3			
	1.0-5.0 mm		2			
	> 5mm		0			
Dolgu F	Dolgu Yok		1			
	0.0-1.0 mm		4			
	1.0-5.0 mm (katı)		3.5			
	1.0-5.0 mm (yumuşak)		3.0			
	> 5.0 mm (katı)		2.0			
	> 5.0 mm (yumuşak)		0.0			

<u>Eklemler takımları arası duruma ait Eşitlikler</u>			
1) Eğer ICR>25 % ve F=1 (dolgu yok)			
I _{IC} = W+R+(C*A*F)			
2) Eğer ICR>25 % ve F≠1 (dolgu var)			
I _{IC} = 0 F=0			
I _{IC} = 2+(C*F) F=2			
I _{IC} = 4+(C*F) F=3			
I _{IC} = 6+(C*F) F=3.5			
I _{IC} = 8+(C*F) F=4			
3) Eğer ICR≤25 % ve F=1 (dolgu yok)			
I _{IC} = bs+(W/2)+8			
4) Eğer ICR≤25 % ve F≠1 (dolgu var)			
I _{IC} = 0 F=0			
I _{IC} = 4 F=2			
I _{IC} = (bs/2)+(W/2) F=3			
I _{IC} = (bs/2)+(W/2)+4 F=3.5			
I _{IC} = bs+(W/2)+4 F=4			

3. jeoteknik aralıklarda belirlenen tüm eklem takımları için eklem takımının konumu, yatayla yaptığı açı, eklem yüzeylerindeki bozunma ve pürüzlülük derecesi, açıklık, devamlılık, dolgu tipi ve kalınlığı tespit edilmiştir,
4. jeoteknik aralıklarda nokta yükleme ve suda dağılıma dayanım indeks deneyleri yapılmıştır. Jeoteknik aralıkta uygun tek eksenli basınç

deneyi için karot örneği varsa ayrıca bu deneyler de yapılmıştır.

5. Sondaj kuyularında belirlenen 261 adet jeoteknik aralıktan, toplam 5904 adet veri üretilmiştir. Kaya kütle karakteristiğinin belirlenmesine yönelik hazırlanan bu veri tabanı kullanılarak her iki sınıflama sistemi için sınıflandırma logları hazırlanmıştır.



Şekil 1. M-MMR sistemi tarafından sınıflandırma parametreleri için önerilen aralıklar ve indeks değerleri.

Çizelge 3a. Kesikköprü MG5 isimli sondaja ait litolojik istiflenme ve jeoteknik aralık adetleri.

Başlangıç (m)	Bitiş (m)	Kalınlık (m)	Kayaç	Jeoteknik Aralık Adedi	Kaya Kütle Tabakası
0	6	6	Granit	1	Granit (6m)
6	39.7	33.7	Skarn kayaç	39	Skarn kayaç (33.7m)
39.7	40.4	0.7	Düşük tenörlü cevher		
40.4	52.35	11.95	Yüksek tenörlü cevher		
52.35	54.4	2.05	Skarn kayaç		
54.4	57	2.6	Orta tenörlü cevher		
57	59.85	2.85	Skarn kayaç		
59.85	60.7	0.85	Yüksek tenörlü cevher		
60.7	61.7	1	Skarn kayaç		
61.7	62.7	1	Orta tenörlü cevher		
62.7	63.15	0.45	Mermer	28	Cevher-skarn kayaç-mermer aralanmalı (51.45m)
63.15	68.95	5.8	Düşük tenörlü cevher		
68.95	70.2	1.25	Mermer		
70.2	73.6	3.4	Orta tenörlü cevher		
73.6	75.7	2.1	Mermer		
75.7	76.7	1	Düşük tenörlü cevher		
76.7	77	0.3	Mermer		
77	78	1	Orta tenörlü cevher		
78	91.15	13.15	Çok yüksek tenörlü		
91.15	109	17.85	Mermer	10	Mermer (17.85m)

Çizelge 3b. Kesikköprü MG14 isimli sondaja ait litolojik istiflenme ve jeoteknik aralık adetleri.

Başlangıç (m)	Bitiş (m)	Kalınlık (m)	Kayaç	Jeoteknik Aralık Adedi	Kayaç
0	73	73	Skarn kayaç		
73	77	4	Granatça zengin skarn kayaç	116	Skarn kayaç (84m)
77	84	7	Skarn kayaç		

Çizelge 3c. Kesikköprü MG16 isimli sondaja ait litolojik istiflenme ve jeoteknik aralık adetleri.

Başlangıç (m)	Bitiş (m)	Kalınlık (m)	Kayaç	Jeoteknik Aralık Adedi	Kayaç
0	81.5	81.5	Skarn kayaç	46	Skarn kayaç (81.5 m)
81.5	81.8	0.3	Düşük tenörlü cevher		
81.8	85.45	3.65	Orta-düşük tenörlü cevher		
85.45	85.7	0.25	Skarn kayaç	3	Cevher-skarn kayaç aralanmalı (5.7m)
85.7	86.2	0.5	Orta tenörlü cevher		
86.2	86.7	0.5	Skarn kayaç		
86.7	87.2	0.5	Düşük tenörlü cevher		
87.2	103	15.8	Mermer	6	Mermer (15.8m)
103	104.15	1.15	Skarn kayaç	11	Skarn kayaç (10.7m)
104.15	113.7	9.55	Granatça zengin skarn kayaç		

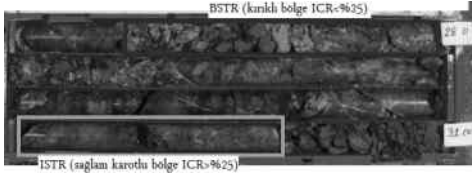
Çizelge 4. Üç sondaj kuyusunda jeoteknik bölgelerin dağılımı.

Sondaj Adı	Sondaj Bilgisi		ICR < % 25 (BSTR)			ICR > % 25 (ISTR)		
	Sondaj Uzunluğu (m)	Jeoteknik Aralık Adedi	Jeoteknik Aralık Adedi	(m)	(%)	Jeoteknik Aralık Adedi	(m)	(%)
MG5	109	78	12	10.55	9.68	66	98.45	90.32
MG14	84	115	30	13.11	15.61	85	70.89	84.39
MG16	113.7	68	14	7.45	6.55	54	106.25	93.45

Her iki sınıflama sisteminin uygulanmasında karşılaşılan özel durumlara ait tipik bir sınıflama çıktısı Çizelge 5'te sunulmuş ve aşağıda

tartışılmıştır. Bildiride tartışma, sağlam karot randımanının (ICR) %25'den büyük olduğu sağlam kaya bölgelerinde (ISTR) ve kırıklı kaya

bölgelerinde (BSTR) olmak üzere iki temel kaya bölgesinde ulaşılan sınıflama sonuçları üzerinde yapılmıştır. Her iki temel yapıyı ifade eden tipik bir fotoğraf Şekil 2’de sunulmuştur.



Şekil 2. Yapısal farklılık içeren tipik iki kaya bölgesi.

4.1 Sağlam kaya bölgelerinde (ISTR, $ICR > \%25$) sınıflama çalışmaları

Her iki sınıflama sistemi tarafından dikkate alınan kütle girdi parametreleri; dayanım, RQD, eklem takımları arası mesafe, eklem takımları arası durum, yeraltı su durumu ve eklem takım konumu her bir jeoteknik aralıkta tespit edilerek bu parametrelere ait indeks değerleri belirlenmiştir. Bu tür bölgelerin sınıflama indeks değerlerinin belirlenmesinde önemli bir problem ile karşılaşılmalıdır. Ancak nihai sınıflama sonuçları karşılaştırıldığında RMR_{89} indeks değerlerinin M-RMR sınıflama indeks değerlerinden daha küçük olduğu dikkat çekmektedir (Çizelge 5). Bunun ana nedeni özellikle eklem takım konumuna bağlı düzeltme katsayısının Bieniawski (1973 & 1989) tarafından 0-(-60) aralığında önerilmesidir. Bu parametre şev aynasındaki eklem takımlarının konumu ile kazı yönüne bağlı olarak seçilmektedir. Bu çalışmada RMR_{89} sisteminde eklem takım konumuna ait parametre eklem yatımı açısı 0-20° ve 45-90° için (-25), 20-45° için (-50) alınmıştır. Buna karşın M-RMR sisteminde bu parametre, ICR(%) değerine bağlı Şekil 1f’de verilen grafik yardımıyla belirlenmiştir.

4.2 Kırıklı kaya bölgelerinde (BSTR, $ICR < \%25$) sınıflama çalışmaları

Kırıklı kaya bölgelerinde eklem takımları ayırtılamadığı için özellikle eklem takımları arası durum ve eklem takım konumu (doğrultu ve yatım) parametrelerine ait indeks değerleri RMR_{89} sisteminde belirlenememiştir. Hatta bu bölgelerin bazılarında tek eksenli basınç dayanımı deneyine ait karot örneği temin edilemediği için nokta yükleme dayanımı deneyleri yapılmış ancak $I_{s(50)}$ değeri 1 MPa’ın altında kaldığı aralıklarda dayanım indeks değeri RMR_{89} sisteminde tanımsız kalmıştır.

Yukarıda belirtilen nedenlerden dolayı RMR_{89} sınıflama sistemi bu tür aralıklarda sınıflama indeks değeri üretememiştir. Buna karşın M-RMR sınıflama sistemi nihai indeks değeri verebilmiştir (Çizelge 5). M-RMR sisteminde parametreler Çizelge 2 ve Şekil 1 kullanılarak belirlenmiştir. Bu sorunlu bölgelerin sondaj kuyularına göre dağılımı Çizelge 4’te sunulmuştur.

4.3 Genel değerlendirme

Üç sondaja ait sınıflama sonuçları Şekil 3, 4 ve 5’te grafik halinde sunulmuştur. Her bir sondajda belirlenen jeoteknik aralıklardaki sınıflama değerleri bu şekillerde görülmektedir. RMR_{89} sisteminde eklem takım konum parametresi için önerilen düzeltme sayılarının M-RMR sistemine nazaran daha büyük olmasından dolayı her üç grafikte RMR_{89} indeks değerlerinin M-RMR değerlerinden küçük olduğu dikkat çekmektedir (Şekil 3, 4 ve 5). Hatta bu değerden dolayı MG5 ve MG16 da iki farklı jeoteknik aralıkta RMR_{89} değeri sıfırın altına düşmüştür (Şekil 3 ve 5).

ICR değerinin %25’den küçük olduğu BSTR’li bölgelerde ve tek eksenli basınç dayanımı deneyleri için uygun karot örneği (ISRM 1981, 2007) bulunamadığı için nokta yükleme deneylerinin (ISRM 1981, 2007) yapıldığı ancak $I_{s(50)}$ değerinin 1 MPa’dan küçük olduğu bölgelerde RMR_{89} sistemi sınıflama indeks değeri üretememiştir (Çizelge 5). Bu durum Şekil 3, 4 ve 5’te kare sembollerle ifade edilmiştir. Buna karşın M-RMR sistemi tüm jeoteknik bölgelerde sınıflama değeri verebilmiş ancak bu değerlerin, $ICR > \%25$ olduğu ISTR’li bölgelerde M-RMR değerlerinin BSTR’li bölgelerdekine nazaran daha büyük olduğu görülmektedir (Çizelge 5, Şekil 3, 4 ve 5).

RMR_{89} sisteminin başarı ile sonuç verdiği $ICR > \%25$ olduğu ISTR’li bölgelerde MG5, MG14 ve MG16 sondaj kuyuları için RMR_{89} değeri sırasıyla; 0 (çok zayıf) - 55 (vasat), 0 (çok zayıf) - 60 (vasat) ve 0 (çok zayıf) - 48 (vasat) aralığında değiştiği belirlenmiştir (Şekil 3, 4 ve 5). M-RMR sisteminde ise ISTR’li bölgelerde ($ICR > \%25$) sınıflama değerlerinin sırasıyla; 40 (zayıf) - 88 (çok iyi), 33 (zayıf) - 78 (iyi) ve 43 (vasat) - 80 (iyi) olduğu görülmüştür.

RMR_{89} sistemi tarafından tanımsız kalan BSTR ($ICR < \%25$) bölgelerde M-RMR sınıflama sistemi MG5, MG14 ve MG16 sondaj kuyularındaki kaya kütlelerini sırası ile 13 (çok zayıf) - 40 (vasat), 12 (çok zayıf) - 33 (zayıf) ve 10 (çok zayıf) - 43 (vasat) olarak tanımlamıştır.

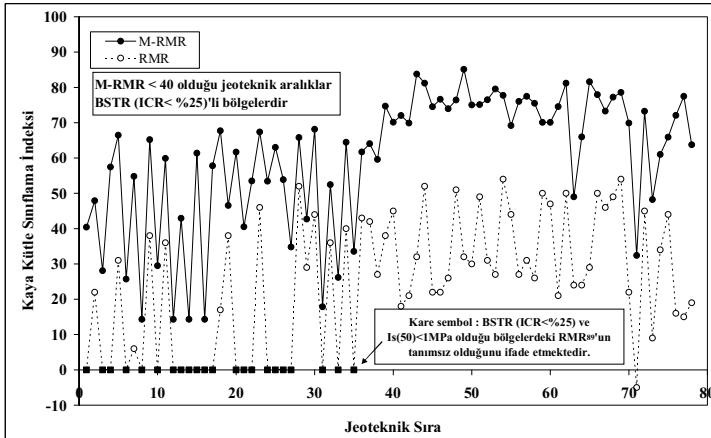
Çizelge 5. RMR₈₉ ve M-RMR sistemlerinin ISTR ve BSTR'li bölgelere ait performansı (MG5 sondajından ilk 18.2 m).

Derinlik (m)		Kalmılık (m)	Kaya birimi	I _{PT}		I _{QD}		I _S		BSTR	I _{LC}		I _{FC}				I _{GW}		I _{OI}		RMR					
Başlangıç	Bitiş			MPa	R	%	R	#/m	mm	R	Tip	#/m	A _{C1}	W	P	D	A	F	T	R	I _{tdk}	R	A _{C1}	R	R	
0.2	7.3	7.1	skarn	3.64	7	0	3	50	20.00	5	3	W	-	-	6	1	4	X	0	15	-	X	NA			
7.3	10.4	3.1	skarn	1.56	4	21.9	3	11.29	88.57	8		J1	0.3	90	6	3	6	0	2	17			90	-25	22	
												J2	8.38	60	6	6	6	1	2	21	17	0	15	60	-25	22
												H	2.61	0	6	5	6	0	6	23			0			
10.4	10.7	0.3	skarn	0.17	X	0	3	50	20.00	5	3	W	-	-	6		4	X	0	15	-	X	NA			
10.7	11	0.3	skarn	0.17	X	66.7	13	13.3	75.19	8		J	13.3	45	6	5	6	0	4	21	21	0	15	45	-25	NA
11	11.88	0.88	skarn	2.43	7	76.1	7	5.68	176.06	8		J1	2.27	65	6	5	6	1	4	22	19	0	15	65	-25	31
11.88	12	0.12	skarn	2.43	7	0	3	50	20.00	5	2	J2	3.4	50	6	3	6	0	4	19			50	-25	NA	
12	12.7	0.7	skarn	3.39	7	40	8	15.71	63.65	8		W	-	-	6		2	X	0	15	-	X	NA			
12.7	13.35	0.65	skarn	0.17	X	0	3	50	20.00	5	3	J1	11.4	45	6	6	6	4	4	26	18	0	15	45	-50	6
												J2	4.28	30	6	3	6	1	2	18			30	-25	NA	
13.35	15.75	2.4	skarn	4.08	7	60.8	13	9.16	109.17	8		W	-	-	6		0	X	0	15	-	X	NA			
												J1	5	55	6	3	6	1	4	20			55	-25	38	
												J2	2.08	50	6	5	6	0	4	21	20	0	15	50	-25	38
												J3	1.25	85	6	5	6	1	4	22			85			
15.75	15.88	0.13	skarn	4.08	7	0	3	50	20.00	5	3	W	-	-	6		2	X	0	15	-	X	NA			
15.88	17.7	1.82	skarn	4.08	7	58.2	13	12.09	82.71	8		J1	1.65	70	6	3	6	1	2	18	18	0	15	70	-25	36
17.7	18	0.3	skarn	0.17	X	0	3	50	20.00	5	2	J2	10.4	45	6	3	6	1	2	18			45	-25	NA	
18	18.2	0.2	skarn	0.17	X	100	20	15	66.67	8		W	-	-	6		0	X	0	15	-	X	NA			
												J	15	65	6	6	6	0	0	18	18	0	15	65	-25	NA

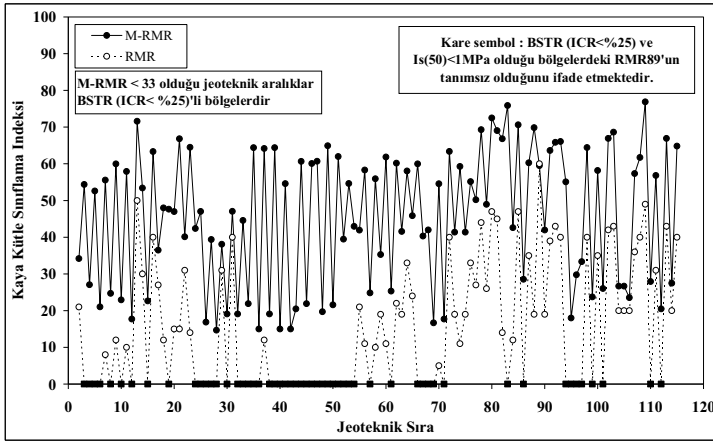
NA: Sınıflama indeks değeri hesaplanamadı. R: İlgili parametrenin indeks değeri. X: İlgili parametrenin indeksi belirlenemedi.

Derinlik (m)		Kalmılık (m)	Kaya birimi	I _{PT}		I _{QD}		I _S		BSTR	I _{LC}		I _{FC}				I _{GW}		I _{OI}		Fe		M-RMR							
Başlangıç	Bitiş			MPa	R	%	R	#/m	mm	R	Tip	#/m	A _{C1}	W	P	D	A	F	bs	T	R	I _{tdk}	R	I _{CR} (%)	R	Id2(%)	R	R		
0.2	7.3	7.1	skarn	3.64	7.80	0	2.70	50	20.00	6.88	3	W	-	-	8		4	4	12	12	0	15	18.45	-7.29	99	1.15	40			
7.3	10.4	3.1	skarn	1.56	4.61	21.9	6.49	11.29	88.57	9.09		J1	0.3	90	6	4	3.5	0	3	14.5			14	0	15	48.7	-5	99	1.15	48
												J2	8.38	60	8	8	3.5	2	3	14.5			18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	66
												W	2.61	-	8	6	3.5	0	1	14			18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	26
10.4	10.7	0.3	skarn	0.17	1.17	0	2.70	50	20.00	6.88	3	W	-	-	8		4	4	12	12	0	15	0	-12	99	1.15	28			
10.7	11	0.3	skarn	0.17	1.17	66.7	14.24	13.3	75.19	8.82		J	13.3	45	8	6	3.5	0	3.5	18.25	18.25	0	15	83.33	-5	99	1.15	57		
11	11.88	0.88	skarn	2.43	6.07	76.1	15.87	5.68	176.06	10.34		J1	2.27	65	8	6	3.5	2	3.5	18.25	18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	66		
11.88	12	0.12	skarn	2.43	6.07	0	2.70	50	20.00	6.88	2	J2	3.4	50	8	4	3.5	0	3.5	18.25	18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	26		
12	12.7	0.7	skarn	3.39	7.46	40	9.62	15.71	63.65	8.54		W	-	-	8		3	2	5	5	0	15	0	-12	99	1.15	26			
12.7	13.35	0.65	skarn	0.17	1.17	0	2.70	50	20.00	6.88	3	J1	11.4	45	8	8	3.5	3	3.5	18.25	18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	55		
												J2	4.28	30	8	4	3.5	2	3	14.5	14.5	0	15	77.14	-5	99	1.15	55		
13.35	15.75	2.4	skarn	4.08	8.37	60.8	13.22	9.16	109.17	9.45		W	-	-	8		0	4	0	0	0	15	0	-12	99	1.15	14			
												J1	5	55	8	4	3.5	2	3.5	18.25	18.25	0	15	82.91	-5	99	1.15	65		
												J2	2.08	50	8	6	3.5	0	3.5	18.25	18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	65		
												J3	1.25	85	8	6	3.5	2	3.5	18.25	18.25	0	15	85.20	-5	99	1.15	65		
15.75	15.88	0.13	skarn	4.08	8.37	0	2.70	50	20.00	6.88	3	W	-	-	8		3	4	6	6	0	15	0	-12	99	1.15	29			
15.88	17.7	1.82	skarn	4.08	8.37	58.2	12.77	12.09	82.71	8.97		J1	1.65	70	8	4	3.5	2	3	14.5	14.5	0	15	80.76	-5	99	1.15	60		
17.7	18	0.3	skarn	0.17	1.17	0	2.70	50	20.00	6.88	2	J2	10.4	45	8	4	3.5	2	3	14.5	14.5	0	15	80.76	-5	99	1.15	60		
18	18.2	0.2	skarn	0.17	1.17	100	20.00	15	66.67	8.62		W	-	-	8		0	2	0	0	0	15	0	-12	99	1.15	14			
												J	15	65	8	8	3.5	0	0	0	0	0	15	100	-5	99	1.15	43		

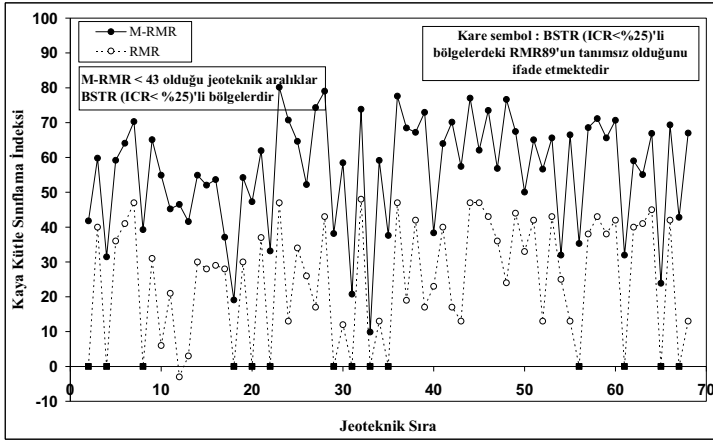
R: İlgili parametrenin indeks değeri.



Şekil 3. MG5 sondaj kuyusundaki RMR₈₉ ve M-RMR sınıflama indeks değerleri.



Şekil 4. MG14 sondaj kuyusundaki RMR₈₉ ve M-RMR sınıflama indeks değerleri.



Şekil 5. MG16 sondaj kuyusundaki RMR₈₉ ve M-RMR sınıflama indeks değerleri.

5 SONUÇLAR

Kesikköprü-Maden Geçidi demir sahasında kaya kütle özelliklerini belirlemek amacıyla işletme tarafından açılan üç adet sondaja ait karotlar üzerinde yapılan çalışmaların sonuçları aşağıda sunulmuştur.

1. her üç sondajan elde edilen toplam 306.7m karotlu sondaja ait litolojik istiflenme logu hazırlanmıştır,
2. temel 4 adet kaya tabakası içerisinde doku-renk-fiziksel değişim-parçalanma ile yapısal değişimler göz önüne alınarak 261 adet jeoteknik aralık belirlenmiştir (Çizelge 3) ve jeoteknik aralıklarda 369 adet süreksizliğin

olduğu görülmüş, ancak BSTR'li bölgelerde eklem takımları ayırtılaşırılamamıştır,

3. 261 adet jeoteknik aralıktan kaya kütle sınıflamalarında kullanılmak üzere 5904 adet veri toplanmıştır,
4. hazırlanan veri tabanı ile RMR₈₉ ve M-RMR sınıflama sistemleri kullanılmış ve uygulayıcı saha mühendislerine kaya kütle sınıflama sonuçları sunulmuştur (Şekil 3,4 ve 5),
5. RMR₈₉ sınıflama sistemi ICR>%25 olduğu bölgelerde sınıflama puanı önermiş ICR<%25 (BSTR) olduğu bölgelerde ise sınıflama puanı önermemiştir. Hatta iki jeoteknik aralıkta (-) değer önermiştir. M-RMR sistemi tüm jeoteknik aralıklarda sınıflama indeks değeri önermiştir,

6. her iki sistemin öngöründe bulunduğu ICR>%25 bölgelerindeki sonuçlar karşılaştırıldığında RMR₈₉ sonuçlarının M-RMR sistemine nazaran oldukça tutucu tarafta olduğu yani değerlerin küçük olduğu bunda özellikle eklem takımı konum parametresinden kaynaklandığı anlaşılmıştır,
7. RMR₈₉ sisteminin tanımlama yapabildiği jeoteknik aralıkta sınıflama değerlerinin genel olarak 0 (çok zayıf) – 60 (vasat) aralığında değiştiği aynı bölgelerde M-RMR sınıflama değerlerinin ise 33 (zayıf) – 88 (çok iyi) aralığında değiştiği belirlenmiştir,
8. RMR₈₉ sisteminin sınıflama tanımlaması yapamadığı BSTR (ICR<%25)' li bölgelerde M-RMR sistemi, kaya kütlelerini 10 (çok zayıf) – 43 (vasat) olarak tanımlamıştır,
9. RMR₈₉ kaya kütle tanımlamasını M-RMR sistemine göre oldukça dar bir aralıkta tanımladığı belirlenmiştir.

Yukarıda özetlenen sonuçlara dayalı olarak RMR₈₉ sisteminin şev tasarımlarına yönelik öngörüsünün oldukça tutucu olabileceği bunun uygulayıcı mühendisler tarafından dikkate alınması gerektiği vurgusu yapılmıştır. Ayrıca özellikle kırıklı bölgelerde RMR₈₉ sisteminin yetersiz kaldığı belirlenmiştir.

Her iki sistem yardımıyla ulaşılan sonuçların hangisinin daha güvenilir olduğunun belirlenmesi için elbette sahada başlatılacak madencilik çalışmaları esnasında yapılacak arazi ölçüm ve gözlemlerine ihtiyaç vardır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, Güncem Maden İşletmesi yöneticilerine ve ocak mühendislerine bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde sürekli gösterdikleri ilgi ve desteklerinden dolayı ve ayrıca bildirinin değerlendirmesinde katkı koyan hakemlere teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, Rock Mech. 6, 183-236p.
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses, Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng., 15, 335-344p.
- Bieniawski, Z. T., 1989. Engineering Rock Mass Classifications, Pennsylvania, USA, June, 237p.
- Ceylanoglu, A., Özkan, I., Erdem, B., ve Sül, Ö. L. ,1998. Divriği YNK-3 Nolu İhtisal Kuyusunda Karşılaşılabilecek Kayaçların Mekanik ve Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi ve Mühendislik Sınıflaması Çalışmaları, Proje Çalışması, Cumhuriyet Üniversitesi-Maden Mühendisliği Bölümü, Sivas, 250s.
- ISRM, 1981. Rock Characterization Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods, International Society for Rock Mechanics, 211p.
- ISRM, 2007. The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006. In Ulusay R, Hudson JA, editors. Suggested method prepared by the ISRM commissions on testing methods, International Society for Rock Mechanics, Ankara, 211p.
- Özkan, İ. ve Ünal, E., 1988. Zayıf Kayaçların Bazı Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi ve Bu Özelliklerin Kaya Kütleli Sınıflama Sistemlerine Etkisi, Cumhuriyet Üniversitesi, I. Jeoloji ve Madencilik Sempozyumu, Sivas, 12-15 Ekim.
- Özkan, İ., 1989. Determination of Classification Parameters for Weak and Stratified Rocks Based on RMR and Q-Systems, Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, 156s.
- Özkan, İ., 1995. Modified Rock Mass Rating (M-RMR) System and Roof Behavior Model. PhD Thesis, METU, Ankara, Turkey, 370p.
- Özkan, İ. ve Ünal, E., 1996. Kaya Kütleli Sınıflama Sistemleri Üzerine Kritik Bir Değerlendirme, III. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Türk Ulusal Kaya Mekaniği
- Ulusay, R., Özkan, İ. and Ünal, E., 1992. Characterization of Weak, Stratified and Clay-Bearing Rock Masses for Engineering Applications, Fractured and Jointed Rock Masses, Granlibakken Conference Center, Lake Tahoe, California, June 3-5, pp. 233-240.
- Ünal, E. and Özkan, İ., 1990. Determination of Classification Parameters for Clay-Bearing and Stratified Rock Mass, Proc. 9th Int. Conf on Ground Control in Mining, WVU, Morgantown, June 4-6, pp. 250-259.
- Ünal, E., Özkan, İ. and Ulusay, R., 1992. Rock Mass Characterization of Weak, Stratified and Clay Bearings Rocks, EUROCK'92, England, pp.330-335.
- Ünal, E., 1996. Modified Rock Mass Classification: M-RMR System, Milestones in Rock Engineering, The Bieniawski Jubilee Collection, A.A. Balkema, Rotterdam, 203-222p.
- Ünal E, Ulusay R, and Özkan İ., 1997a. Rock engineering evaluations and rock mass classification at Beypazari Trona site, METU Project No: 97-03-05-02-02, 170p.
- Ünal E, Ulusay R, and Özkan İ., 1997b. Rock engineering evaluations and rock mass classification at Beypazari Trona field: Borehole TS-3 site. Project No: 97-03-05-01-06, METU Ankara, 160p.
- Ünal, E. and Özkan, İ., 1997. METU Mining Engineering Department, Internal Report, 97/002, METU, Ankara.
- Öztürk, K., Öztürk, M., Kurt, M. ve Sarı, İ., 1983. Ankara-Bala-Kesikköprü, Madentepe, Büyükcak, Çataldere, Camışağır demir yatakları jeolojisi ve rezerv raporu, C.1-2-3, MTA Derleme Rapor No: 7355, Ankara.

Kaya kütle dayanım ve deformasyonunda etkin olan parametrelerin Monte Carlo yöntemiyle belirlenmesi

Determination of effective parameters on rock mass strength and deformation using Monte Carlo method

M. Sarı

Maden Müh. Bölümü, Aksaray Üniversitesi, 68100, Aksaray

ÖZET:Kaya kütle davranışını belirleyen birçok değişken tanımlanabilir. Bu çalışmada, kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon değerlerine etki eden en önemli kaya kütle özellikleri belirlenmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, daha önce Kızılkaya ignimbritleri ve Ankara andezitleri için geliştirilen Excel modelleri kullanılmıştır. Monte Carlo simülasyon tekniğinin uygulandığı bu modellerde, kayaların dayanım ve deformasyon değerlerini tahmin eden Hoek-Brown görgül yenilme kriteri kullanılmış ve bu kriterde yer alan her bir değişken istatistiksel bir dağılım ile ifade edilmiştir. Excel ortamında çalışan @RISK programı yardımıyla bu modeller için rastsal sayılar üretilerek, kaya kütle dayanımı ve deformasyonunu bir istatistiksel dağılım şeklinde tahmin etmek mümkün olmuştur. Bu şekilde üretilen 1.000 değer dikkate alınarak bu veriler üzerinde yapılan analizler sonucunda en etkin kaya kütle özellikleri belirlenmiştir. Buna göre, süreksizlik aralığı Ankara andezitlerinin mekanik özelliklerini belirleyen en önemli girdi parametresi olarak bulunmuştur. Kayaç malzemesinin tek eksenli dayanımı ise Kızılkaya ignimbritlerinin dayanım ve deformasyonunda en etkin parametreyi meydana getirmiştir.

ABSTRACT:Many factors can contribute to rock mass behaviour. In this study, the parameters most effective on strength and deformation characteristics of rock masses were determined. For this purpose, Excel models previously developed for Kizilkaya ignimbrites and Ankara andesites were used. Monte Carlo simulation technique was applied in these models, which estimate empirically rock mass strength and deformation properties of rock masses using the Generalized Hoek-Brown failure criterion. All parameters in the criterion are defined as a statistical distribution in the spreadsheet models. With the help of @RISK that is an add-in program working in Excel environment, random numbers were produced for each of input parameters in the criterion. As a result, rock mass strength and deformability values were also obtained as statistical distributions. Accordingly, statistical analysis was carried out on 1,000 simulation results to determine most influential rock mass parameters. Joint spacing is found to be the most effective input parameter on mechanical properties of Ankara andesites. On the other hand, uniaxial compressive strength of intact rock is the most important parameter effective on strength and deformation of Kizilkaya ignimbrites.

1 GİRİŞ

Kaya kütleleri, kaya malzemesi ve bunları birbirinden ayıran süreksizlik sistemleri olmak üzere iki temel bileşenden oluşan bir jeolojik yapıdır. Kaya malzemesi süreksizlikler tarafından ayrılan çatlak ve kırık içermeyen bloksu yapıyı ifade ederken süreksizlik ise sıfır veya ihmal edilebilir bir çekme dayanımına sahip zayıflık düzlemi şeklinde tarif edilmektedir (Anon 1977). Kaya kütlelerinin mühendislik özelliklerinin

belirlenmesinde birçok parametre etkin olmaktadır. Ayrıca, bunların doğasından kaynaklanan değişkenlikleri oldukça fazla olduğundan kaya kütleleri için mühendislik tasarım ve uygulamalarında temsili bir değer atanması oldukça güçtür. Ancak, Riedmuller & Schubert (1999) kaya kütlelerinin karmaşık yapısından dolayı tek bir değer ile yeterince temsil edilemeyeceğinden bahsetmiştir. Bu yüzden, kaya kütlelerinin sağlıklı bir şekilde tanımlanması mühendislik jeolojisi ve kaya mühendisliği çalışmalarının temelini oluşturmaktadır.

Stokastik veya olasılık temelli yaklaşım karmaşık kaya ortamlarında çalışmak zorunda olan inşaat, maden veya jeoloji mühendisleri için kullanışlı bir araç olarak gözükmektedir. Bu tür yaklaşımların kullanıldığı modellerde kaya kütlelerinin temel bileşenlerini oluşturan her bir değişken tek bir değer yerine istatistiksel bir dağılım şeklinde ifade edilmekte, yani kullanılan ampirik eşitliklerdeki her bir parametre için bunları temsil eden olasılık dağılımları birer girdi olarak yer almaktadır. Sonuçta ise kaya kütlelerinin ilgili özelliğinin hesaplanmasında tek bir değer yerine bütün değerleri içeren bir dağılım elde edilebilmektedir.

Bu çalışmada, daha önceden Kızılkaya ignimbiritleri (Sarı 2009) ve Ankara andezitleri (Sarı vd. 2010) için Excel ortamında oluşturulan stokastik modeller kısaca tanıtılmıştır. Bahsi geçen modellerde RMR sınıflama sistemi (Bieniawski 1973) ve genelleştirilmiş Hoek-Brown yenilme kriterine (Hoek vd. 2002) ait her bir girdi parametresi istatistiksel bir dağılım şeklinde ifade edilmiştir. Modellerin, Monte Carlo yöntemi kullanılarak Excel ortamında simüle edilmesi sonucunda elde edilen kaya kütle dayanım ve deformasyon dağılım değerleri üzerinde etkili olabilecek girdi parametreleri belirlenmiştir.

2 ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Literatürde Monte Carlo (MC) yönteminin kullanıldığı bir çok farklı alan bulunmaktadır. Yeraltı sularının kirliliği ve bunların iyileştirilmesi çalışmalarında geçirgen ortamlardaki akışkan davranışını ve taşınımını modellemek üzere MC yöntemleri kullanılmıştır (Huang vd. 2003). Lu & Zhang (2003) çok karmaşık problemlerde kullanılan önemli bir örnekleme yönteminin nasıl uygulanması gerektiğini akifer ortamlardaki sıvı taşınım problemlerinin çözümünde kullanmak suretiyle göstermiştir.

Morin & Ficarazzo (2006) stokastik teknikleri ve MC simülasyonunu üretim basamaklarının patlatılması esnasında oluşan parça boyutunun tahmin edilmesinde kullanmıştır. Simülatör tarafından bulunan sonuçlar ile bir taş ocağından elde edilen gerçek veriler birbirine uyumluluk göstermiş, böylece patlatma sonucu elde edilen malzemenin boyutuna etki eden parametrelerin belirlenmesinde MC modellerinden faydalanmanın mümkün olacağı sonucuna varılmıştır.

Karacan & Luxbacher (2010) üretim öncesi ve üretim sonrası arka göçükte oluşan gazların ortamdan uzaklaştırılmasında kullanılan

havalandırma borularının performansını stokastik olarak belirleyen pratik bir yaklaşım sunmuş ve bu yöntemi deterministik yöntemlerle mukayese etmiştir. Geliştirilen yöntemin havalandırma borularının performansındaki değişimleri daha iyi temsil ettiği ve mevcut deterministik yöntemler için geçerli olan sınırlı ve bölgeye özel durumları giderdiğini vurgulamıştır.

Kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon özelliklerinin belirlenmesinde stokastik yaklaşım kullanan çalışmalar literatürde sınırlı sayıdadır. Kim & Gao (1996) tarafından bazalt kayaçlarından oluşan bir kaya kütlelerinin dayanım değerlerini temsil eden olasılık dağılımı en küçük değerler için üçüncü tip asimptotik dağılımlar şeklinde bulunmuştur. Bulmuş oldukları frekans dağılışının kayaçların doğasından kaynaklanan değişkenliği ne ölçüde temsil edebildiğini Ki-kare iyi uyum testi yaparak ispat etmişlerdir.

Hoek (1997) tarafından yapılan bir çalışmada temsili bir kaya kütlelerinin Hoek-Brown eşitliğinde kullanılan üç parametreye ait olasılık dağılımları normal dağılım olarak ifade edilmiştir. Sarı (2009) ve Sarı vd. (2010) tarafından kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyonunun belirlenmesinde MC yönteminin nasıl kullanılacağı gösterilmiştir. Excel ortamında geliştirilen modellerde, girdi parametrelerine ait belirsizlikler ve değişkenlikler olasılık dağılımlarından faydalanmak suretiyle en etkin şekilde temsil edilebilmiştir.

3 MATERYAL VE YÖNTEM

3.1 Çalışma sahaları

Bu çalışmaya konu olan iki kaya kütlelerinden ilkinin oluşturan Kızılkaya ignimbiritleri, Özel Çevre Koruma alanı olarak ilan edilen İhlara vadisi içerisinde yer almaktadır (Şek.1). Vadinin kenarları boyunca sütunsu bir yapı gösteren kaya kütlelerinde soğuma çatlaklarından kaynaklanan çok sayıda süreksizlik bulunmaktadır. Vadinin dik yamaçlarını oluşturan bu kayalardan sürekli kopmalar meydana gelmektedir. Bu kopmaların, genelde alta bulunan zayıf Selime tüfünün ayrışması neticesinde oluşan oyulmaların etkisiyle soğuma çatlaklarından kaynaklı bloklu bir yapı gösteren üstteki ignimbirit kütlelerinin devrilmesi şeklinde meydana geldiği sanılmaktadır (Binal 1996).

Vadinin içerisinde bulunan soğuma çatlakları üzerinde kumpas ve şerit metre kullanılarak 260 adet süreksizlik ölçme işlemi gerçekleştirilmiştir (Sarı 2009). Kaya kütleindeki eklemlere ait,

yönelim, eğim, devamlılık, açıklık, aralık, bozunma derecesi, dolgu malzemesi ve pürüzlülük değerleri elde edilmiştir. Arazide toplanan bloklardan küp şekilli örnekler alınmış, daha sonra bunlar üzerinde laboratuarda tek eksenli basma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu kaya kütesine ait değerleri Çizelge 1’de bulabilirsiniz.



Şekil 1. Ihlara vadisi ve Kızılkaşa ıgnimbiritlerinden bir görünüm.

Çizelge 1. Kızılkaşa ıgnimbiritleri kaya kütle özellikleri.

Parametre	Olasılık dağılımı (Ortalama±Std.Sapma)
UCS (MPa)	Normal (46.06±8.63)
Eklem aralığı (m)	Lognormal (2.575±1.195)
Eklem devamlılığı (m)	Normal (27.09±6.79)
Eklem açıklığı (cm)	N. Exponensiyal (3.31±3.26)
Pürüzlülük	%25 çok pürüzlü, %50 pürüzlü, %25 az pürüzlü
Ayrışma derecesi	%25 ayrışmamış, %50 az ayrışmış, %25 orta ayrışmış
Dolgu malzemesi	%50 dolgu yok, %25 kum ve çakıl, %25 yumuşak dolgu
Yeraltı suyu	Kuru
m_i	Normal (13.0±2.0)

Çalışmaya konu olan ikinci kaya kütesini ise Ankara andezitleri oluşturmaktadır. Bu kaya kütesi Ankara ve civarında oldukça geniş bir alanda yayılım göstermektedir. Andezitler içerisinde açılmış olan birçok taşocağından Roma döneminden bu tarafa şehrin ihtiyacı olan yapı malzemesi sağlanmıştır. Gölbaşı’nda bulunan ocaklarda Ayday (1989) ve Karpuz (1982) tarafından çok kapsamlı arazi çalışmaları ve kaya mekaniği deneyleri yapılmıştır. Her iki araştırmacı, belirgin mineralojik, petrografik ve yapısal

farklılıklarını dikkate alarak buradaki andezitleri üç ana grup altında sınıflandırmıştır. Bu sınıflandırma yapılırken kaya kütesinin bozunma derecesi en belirleyici parametre olmuştur. A-tipi, B-tipi ve C-tipi olarak sınıflandırılan Ankara andezitleri kaya kütle özellikleri bakımından oldukça farklılık göstermektedir. Bu çalışmanın konusu olan A-tipi andezitler için kullanılan kaya kütle özellikleri Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 2. Ankara andezitleri (A-tipi) kaya kütle özellikleri.

Parametre	Olasılık dağılımı (Ortalama±Std.Sapma)
UCS (MPa)	Normal (53.0±10.6)
Eklem aralığı (cm)	N. Exponensiyal (54.4±43.9)
Eklem devamlılığı (m)	N. Exponensiyal (2.92±2.1)
Eklem açıklığı (mm)	Normal (5.08±0.98)
Pürüzlülük	Az pürüzlü
Ayrışma derecesi	Orta ayrışmış
Dolgu malzemesi	Yumuşak dolgu
Yeraltı suyu	Kuru
E_i (GPa)	Normal (22.8±4.6)
m_i	Normal (4.1±1.0)
D	Normal (0.7±0.1)

3.2 Stokastik modelleme

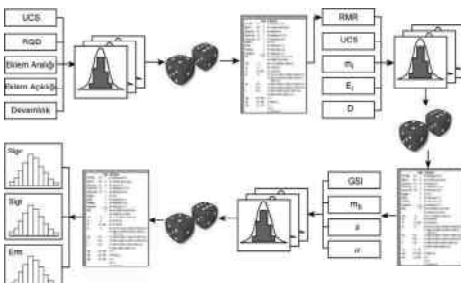
Çok karmaşık bir yapı gösteren eklemli kaya kütlelerinin dayanımını laboratuvar ölçeğinde deneylerle tayin etmek oldukça güçtür. Bu yüzden, farklı araştırmacılar tarafından geliştirilmiş olan ampirik denklemlerden faydalanarak bunların mekanik özelliklerinin belirlenmesi kaya mühendisliği alanında oldukça yaygındır. Ancak, bu amaçlarla geliştirilmiş olan görgül eşitlikler genelde oldukça değişkenlik gösterebilecek birçok parametreyi içermektedir. Kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin tahmin edilmesinde kullanılacak görgül eşitliklerde bu değişkenliklerin de hesaba dahil edilebildiği olasılık temelli yaklaşımlardan mutlaka faydalanmak gerekmektedir.

Olasılık temelli yaklaşımların kullanıldığı etkin yöntemlerden birisi olan Monte Carlo tekniğinde eşitlik içerisinde yer alan her bir girdi parametresi bir olasılık dağılımı şeklinde ifade edilebilmektedir. Söz konusu eşitliğin cebirsel olarak çözümü esnasında eşitlik içerisinde yer alan her bir parametreye ayrı ayrı rastgele sayılar atarak bunların farklı kombinasyonlarının neticesinde meydana gelebilecek olası bütün

sonuçları elde etmek mümkündür. Bütün bu işlemler sonucunda bulunacak değerlerin geçerli olması için parametreleri temsil eden olasılık dağılımlarından örnek alma işleminin tamamen rastgele ve çok sayıda yapılması şarttır.

Bu çalışmada benimsenen stokastik yöntemin şematik gösterimi Şekil 2’de verilmiştir. Bu yöntemin oluşturulması esnasında aşağıdaki işlem basamakları takip edilmiştir:

- Kızılıkaya ignimbiritleri için süresizlik parametreleri ve kayaç malzemesi dayanım değerleri yazar tarafından yapılan (Sarı 2009) arazi ve laboratuvar çalışmalarından, Ankara andezitleri için ise Karpuz (1982) ve Ayday (1989)’ın yaptığı çalışmalardan derlenmiştir.
- RMR (Bieniawski 1989) sınıflama sisteminde kullanılan her bir parametreye uyan en uygun olasılık dağılımları belirlenmiştir.
- Excel ortamında hazırlanan MC simulasyon modeliyle kaya kütlelerinin RMR sınıflama sistemi değerleri olasılık dağılımı şeklinde elde edilmiştir.
- RMR, UCS, m_i ve E_i parametreleri olasılık dağılımı şeklinde tanımlanarak, Hoek-Brown yenilme kriterinde kaya kütle parametrelerini oluşturan GSI, m_b , s ve a hesaplanmıştır.
- İstatiksel bir dağılım şeklinde önceki aşamada bulunan kaya kütle parametreleri üzerinde MC yöntemi uygulanarak kaya kütlelerine ait tek eksenli basma (σ_c) ve çekme (σ_t) dayanımları ile deformasyon (E_{rm}) değerleri birer istatiksel dağılım şeklinde modellenmiştir.



Şekil 2. Stokastik modelin şematik olarak gösterimi.

3.3 Hoek-Brown yenilme kriteri ve RMR sistemi

Kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon değerlerinin bulunmasında en yaygın kullanılan

görgül eşitlik Hoek & Brown (1997) tarafından önerilen şekliyle aşağıda verilmiştir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

Burada, σ_1 ve σ_3 yenilme esnasındaki asal gerilmeleri, σ_{ci} kayaç malzemesi tek eksenli basma dayanımını, m_b , s ve a ise kaya kütleleri sabitlerini ifade etmektedir ve şu şekilde bulunmaktadır:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4)$$

Kaya kütlelerinin tek eksenli basma dayanımı σ_c 'yi ve çekme dayanımı σ_t 'yi veren eşitlikler ise Hoek vd. (2002) tarafından şu şekilde önerilmiştir:

$$\sigma_c (MPa) = \sigma_{ci} . s^a \quad (5)$$

$$\sigma_t (MPa) = - \frac{s . \sigma_{ci}}{m_b} \quad (6)$$

Hoek & Diederichs (2006) Çin ve Tayland'da tünel, baraj, yol gibi mühendislik projelerinde yapılan yerinde deformasyon ölçümleri sonucunda derlenmiş çok sayıda güvenilir veri setleri üzerinde gerçekleştirdikleri çalışmalar neticesinde kaya kütlelerinin deformasyon modülünü (E_{rm}) yaklaşık tahmin etmede kullanılabilecek aşağıdaki görgül eşitliği önermişlerdir:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (7)$$

Burada, E_i kayaç malzemesinin elastik modülünü, GSI jeolojik dayanım endeksini, D ise kayaç kütlelerinin örselenme durumuna göre 0 ile 1 arasında bir değer alan sabittir.

Bieniawski (1973) tarafından geliştirilen kaya kütleleri puanlaması (RMR) en yaygın kullanılan kaya kütleleri sınıflandırması sistemlerinden birisidir. İlk olarak inşaat mühendisliği çalışmalarında geliştirilen bu sistem, kayanın

jeolojik, geometrik ve tasarım değerlerini içerecek şekilde kaya kütle kalitesini sayısal bir değerle ifade edebilen bir ölçektir. Bu sistemde altı adet kaya kütle parametresi tanımlanmıştır. Bunlar:

1. Kayaç malzemesi tek eksenli basma dayanımı (UCS),
2. Kayaç kalite göstergesi (RQD),
3. Süreksizlik aralığı,
4. Süreksizliklerin durumu (devamlılık, açıklık, pürüzlülük, ayrışma derecesi),
5. Yeraltı suyu,
6. Süreksizlik seti yönelimidir.

4 BULGULAR VE TARTIŞMA

Bu çalışmada kullanılan stokastik modelleme çalışmalarında @RISK paket programı kullanılmıştır (Palisade, 2000). Bu program, değişkenlere uyan en uygun olasılık dağılımını ve bu dağılımın parametrelerini Azami Olabilirlik Tahminleyici (MLE) kullanarak hesaplamaktadır. Bu yöntemle oluşturulan olasılık dağılım modelleri değişkenin doğasından kaynaklanan değişken yapısını ve belirsizliğini en sağlıklı şekilde analizlere dahil etmektedir.

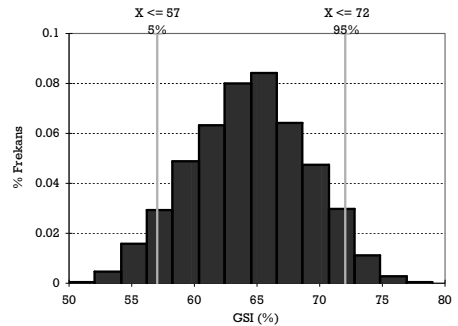
Şekil 3'te Ankara andezitleri için Excel ortamında oluşturulan ve analizlerde kullanılan stokastik model verilmiştir. Burada gösterilen çalışma sayfasında, her bir değişken bir olasılık dağılımı şeklinde tanımlanmış ve parametrelerin hesaplanmasında faydalanan eşitlikler ilgili hücre adıyla gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi RMR (Bieniawski 1989) sınıflama sistemi için toplam puan 57 olarak bulunmuştur. Bu sadece ilgili parametrelerin ortalamasından elde edilmiş olan bir tek değerdir. Oysa ki @ RISK programı, bu sistemdeki her bir parametre için modelde tanımlanan olasılık dağılımından rastgele yeni bir sayı ürettiğinde bu değerler RMR sınıflama sistemindeki ilgili parametrenin hangi aralığına tekabül ediyorsa ona ait puanı ilgili hücreye atayarak toplamın yeni değerlerle sürekli değişmesini sağlayacaktır. Bu şekilde bu işlem @RISK programı kullanılarak 1.000 defa tekrar ettirilmiş ve sonuçta RMR için bir frekans dağılımı elde edilmiştir. GSI ise Hoek & Brown (1997) tarafından önerildiği şekliyle $GSI = RMR - 5$ formülü kullanılarak hesaplanmış ve burada yeraltı suyu 15

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1				Puan	Formüller				
2	UCS (MPa)	53.0	7	B2 = Normi(53.0,10.6)					
3	RQD (%)	89.6	17	B3 = 100*EXP(-0.1/B4)*(0.1B4+1)					
4	Aralık (m)	0.54	10	B4 = Exponential(0.544)					
5	Devamlılık (m)	3.21	2	B5 = Gamma(1.145, 2.378)					
6	Açıklık (mm)	5.08	0	B6 = Normi(5.08, 0.98)					
7	Pürüzlülük		3	B13 = C11-5					
8	Dolgu Malzemesi		0	B14 = Normi(4.1, 0.8)					
9	Ayrışma Derecesi		3	B15 = Normi(22.8, 4.6)					
10	Yeraltı Suyu		15	B16 = 0.5					
11	RMR		57	B18 = B14*EXP((B13-100)/(28-14*B16))					
12				B19 = EXP((B13-100)/(9-3*B16))					
13	GSI	52		B20 = 1/2*(1+EXP((B13-15)/EXP(-20/3)))					
14	mi	4.1		B22 = B2*B19*B20					
15	Ei	22.8	GPa	B23 = -B19*B2*B18					
16	D	0.5		B24 = B15*(0.02*(1-B16/2))/(1+EXP((60+15*B16-B13)/11))					
17	mb	0.523		C2 = IF(B2>250,15,IF(B2>100,12,IF(B2>50,7,IF(B2>25,4,IF(B2>5,2,1))))					
18	s	0.004		C3 = IF(B3>90,20,IF(B3>75,17,IF(B3>50,13,IF(B3>25,8,3)))					
19	a	0.504		C4 = IF(B4>2,20,IF(B4>0.6,15,IF(B4>0.2,10,IF(B4>0.06,8,5)))					
20				C5 = IF(B5>20,0,IF(B5>10,1,IF(B5>3,2,IF(B5>1,4,6))))					
21				C6 = IF(B6>5,0,IF(B6>1,1,IF(B6>0.1,4,5)))					
22	Sigt	3.011	MPa	C7 = 3	C8 = IF(B6>5,0,2)				
23	Sigt	-0.355	MPa	C9 = 3	C10 = 15				
24	Emm	5.132	GPa	C11 = SUM(C2,C10)					
25									

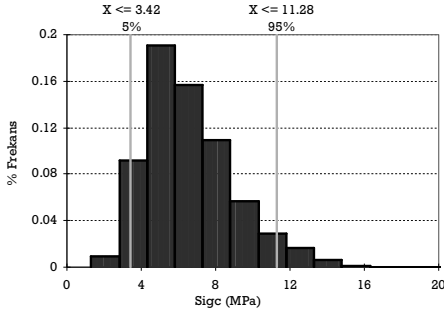
Şekil 3. Ankara andezitlerini stokastik modellemesinde kullanılan Excel çalışma sayfası.

puan (kuru) ve süreksizlik yönelimi 0 (uygun) olarak kabul edilmiştir. Stokastik modelleme sonucu benzetişimi yapılan GSI değerlerine ait örnek bir frekans dağılım grafiği Şekil 4'de gösterilmiştir.

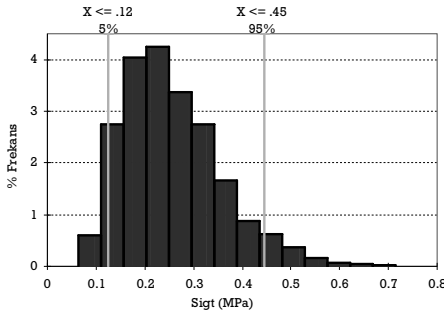
Bütün bu analizler neticesinde kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon değerlerini tek bir sayısal değer yerine 1.000 tane farklı değerlerin meydana getirdiği bir dağılım histogramı şeklinde temsil etmek mümkün olmuştur. Böylece, arazide kaya kütlelerinin farklı özelliklerinden kaynaklanabilecek ve çeşitli etmenlerin etkisiyle oluşmuş olan mekanik özelliklerinin değişkenliğini ve karmaşık yapısını en gerçekçi şekilde analizlere yansıtacak sayısal değerler elde edilmiştir. Bu şekilde oluşan kaya kütle mekanik özellikleri Şekil 5-7'de Kızılıkaya ignimbiritleri için verilmiştir.



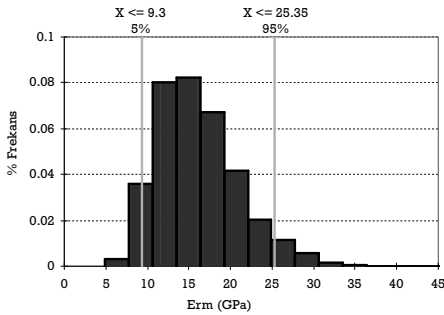
Şekil 4. Kızılıkaya ignimbiritlerine ait GSI frekans grafiği.



Şekil 5. Kızılkaya ignimbiriti tek eksenli basma dayanım grafiği.



Şekil 6. Kızılkaya ignimbiriti çekme dayanım grafiği.



Şekil 7. Kızılkaya ignimbiriti deformasyon modül grafiği.

Hangi kaya kütlesi girdi parametresinin stokastik analiz sonucu bulunmuş olan ve frekans grafikleri yukarıda verilen kaya kütle özellikleri üzerinde etkili olduğunun anlaşılması için duyarlılık analizleri yapılmıştır. Bunu gerçekleştirmek için @RISK programı her bir girdi parametresi için kullanılan 1.000 adet sayısal değer her bir çıktı için üretilmiş olan 1.000 adet sayısal değerle olan

ilişisine bakmaktadır. Her bir girdi-çıktı çifti arasındaki korelasyon katsayısını hesaplamaktadır. Bu şekilde bulunan korelasyon katsayılarının kareleri alınarak toplamı bire eşit olacak şekilde oranlanmaktadır. Hesaplanmış olan bu değerler, söz konusu girdi parametresinin modelce bulunmuş olan kaya kütle parametresinin değişkenliği üzerindeki katkısının yüzde olarak ifade edilmiş şeklindedir. Başka bir açıdan ifade edilecek olursa bulunan bu değer söz konusu değişkenin araştırılan kaya kütle özelliği üzerinde ne kadar etkin olduğu sorusunun cevabı niteliğindedir.

Her bir girdi parametresinin ilgili kaya kütle özelliğinin değişkenliği üzerindeki olası etkisi Çizelge 3’de Kızılkaya ignimbiriti için verilmiştir. Buna göre, bu kaya kütlesinin tek eksenli basma dayanımı, çekme dayanımı ve deformasyon modülü üzerinde en etkili kaya kütle parametreleri sırasıyla, kayaç malzemesi tek eksenli basma dayanımı (UCS), eklem dolgu malzemesi ve eklem pürüzlülüğü olmuştur. En etkisiz girdi parametreleri ise eklem devamlılığı ve m_i katsayısı olarak bulunmuştur.

Çizelge 3. Kızılkaya ignimbiriti duyarlılık analizi.

Deformasyon modülü, E_m		
Parametre	Değişkenliğe katkısı	Korelasyon katsayısı
UCS	0.298	0.522
Dolgu malzemesi	0.253	0.481
Eklem pürüzlülüğü	0.178	0.404
Eklem aralığı	0.170	0.394
Eklem açıklığı	0.063	-0.240
Ayrışma derecesi	0.026	0.154
Eklem devamlılığı	0.011	-0.101
m_i	0.001	0.030
Çekme dayanımı, σ_t		
Parametre	Değişkenliğe katkısı	Korelasyon katsayısı
UCS	0.397	0.603
Dolgu malzemesi	0.202	0.429
Eklem pürüzlülüğü	0.138	0.355
Eklem aralığı	0.110	0.318
m_i	0.087	-0.282
Eklem açıklığı	0.043	-0.199
Ayrışma derecesi	0.017	0.123
Eklem devamlılığı	0.007	-0.078
Tek eksenli basma dayanımı, σ_c		
Parametre	Değişkenliğe katkısı	Korelasyon katsayısı
UCS	0.525	0.705
Dolgu malzemesi	0.163	0.392
Eklem pürüzlülüğü	0.127	0.347
Eklem aralığı	0.111	0.325
Eklem açıklığı	0.047	-0.210
Ayrışma derecesi	0.018	0.130
Eklem devamlılığı	0.009	-0.092
m_i	0.000	0.021

Ankara andezitleri için Çizelge 4'te sunulmuş söz konusu değerler ise biraz farklılık göstermektedir. Bu da iki kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin farklı etmenlerce kontrol edildiğinin göstergesidir. Ankara andeziti kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon değerlerinin değişiminde en yüksek etkiye sahip olan girdi parametreleri sırasıyla eklem aralığı, kayaç malzemesi tek eksenli basma dayanımı (UCS) ve örselenme sabitidir. Eklem açıklığı ve eklem devamlılığı ise en etkisiz girdi parametreleri oluşturmıştır.

Çizelge 4. Ankara andeziti duyarlılık analizi.

Deformasyon modülü, E_{fm}		
Parametre	Değişkenliğe katkısı	Korelasyon katsayısı
Eklem aralığı	0.537	0.685
Ei	0.313	0.523
D	0.124	-0.329
UCS	0.027	0.153
mi	0.000	0.012
Eklem devamlılığı	0.000	0.010
Eklem açıklığı	0.000	-0.005
Çekme dayanımı, σ_t		
Parametre	Değişkenliğe katkısı	Korelasyon katsayısı
Eklem aralığı	0.509	0.645
UCS	0.297	0.492
mi	0.187	-0.390
D	0.007	-0.077
Ei	0.000	0.012
Eklem açıklığı	0.000	-0.006
Eklem devamlılığı	0.000	0.003
Tek eksenli basma dayanımı, σ_c		
Parametre	Değişkenliğe katkısı	Korelasyon katsayısı
Eklem aralığı	0.521	0.660
UCS	0.449	0.613
D	0.028	-0.154
mi	0.001	0.030
Eklem devamlılığı	0.000	0.019
Ei	0.000	0.012
Eklem açıklığı	0.000	0.011

5 SONUÇLAR

Doğal ortamlarında oldukça karmaşık bir yapı gösteren ve bu yüzden bir çok özellik açısından değişkenlik arz eden kaya kütlelerinin mekanik değerlerinin görgül eşitlikler kullanılarak tahmin edilmesinde karşılaşılan bazı güçlükler karşı pratik bir yaklaşım bu çalışmada önerilmiştir. Geliştirilmiş olan stokastik modeller sayesinde farklı kaya kütle özelliklerinin kayaların dayanım ve deformasyon değerlerinin hesaplanmasındaki

etkisi doğru bir şekilde yansıtılmıştır. Bunu yapmaktaki amaç hangi parametrenin kaya kütle mekanik değerlerinin değişkenliği üzerinde daha belirgin bir etkiye sahip olabileceği sorusuna cevap bulmaktır. Buna göre, eklem aralığı ve kayaç malzemesinin tek eksenli basma dayanımı her iki kaya kütlelerinin dayanım ve deformasyon değerlerinin belirlenmesinde en önemli etkiye sahip girdi parametresini oluşturmıştır. Kaya kütle mekanik özelliklerinin tahmin edilmesinde en etkisiz değişkenler ise süreksizlik açıklığı ve devamlılığı olmuştur.

KAYNAKLAR

- Anonim, 1977. The Description of Rock Masses for Engineering Purposes. Report by the Geological Society Engineering Group Working Party. Quart. J. Eng. Geol., 29:67–81.
- Ayday, C., 1989. Statistical analysis of discontinuity parameters of Gölbaşı (Ankara) andesites, Süren (Eskişehir) marble, and Porsuk Dam (Eskişehir) peridotite. PhD thesis, Middle East Technical University, Ankara.
- Binal, A., 1996. Investigation of the instability mechanisms observed in the volcanosedimentary rocks at Aksaray-Ihlara valley. MSc thesis, Hacettepe University, Ankara.
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. In Transaction of the South African Institution of Civil Engineers, 15:335–344.
- Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering Rock Mass Classification. New York: John Wiley & Sons.
- Hoek, E., and Brown, E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 34:1165–1186.
- Hoek, E., 1998. Reliability of the Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. Int J Rock Mech Min Sci, 35:63–68.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B., 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: Proc. of the North American Rock Mechanics Society, Toronto, July 2002.
- Hoek, E., and Diederichs, M., 2006. Empirical estimates of rock mass modulus. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 43, 203–215.
- Huang, H., Hassan, A.E., and Hu, B.X., 2003. Monte Carlo study of conservative transport in heterogeneous dual-porosity media. J. Hydrology, 275:229–241.
- Karacan, C.Ö., and Luxbacher, K., 2010. Stochastic modeling of gob gas venthole production performances in active and completed longwall panels of coal mines. Int. J. Coal Geology, 84:125–140.
- Karpuz, C., 1982. Rock mechanics characteristics of Ankara andesites in relation to their degree of weathering. PhD thesis, Middle East Technical University, Ankara.
- Kim, K., and Gao, H., 1995. Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 32:111–120.
- Lu, Z., and Zhang, D., 2003. On the importance sampling Monte Carlo approach to uncertainty analysis for flow and transport. Advances in Water Resources, 26:1177–1188.

- Morin, A.M., and Ficarazzo, F., 2006. Monte Carlo simulation as a tool to predict blasting fragmentation based on the Kuz-Ram model. *Computers & Geosciences*, 32:352–359.
- Palisade, 2001. @RISK program and user manual. New York: Palisade Corporation.
- Riedmuller, G., and Schubert, W., 1999. Rock mass modeling in tunneling versus rock mass classification using rating methods. In: *Proceedings of the 37th US Rock Mechanics Symposium*, Vail, Colorado, June 1999.
- Sari, M., 2009. The stochastic assessment of strength and deformability characteristics for a pyroclastic rock mass. *Int. J Rock Mech. Min. Sci.*, 46:613–626.
- Sari M., Karpuz, C., and Ayday, C., 2010. Estimating rock mass properties using Monte Carlo simulation: Ankara andesites. *Computers & Geosciences*, 36:959–969.

Kaya malzemesinin çekme dayanımı sınıflaması

Tensile strength classification of rock material

H. Gerçek & A. Özarslan

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

ÖZET: Kaya malzemesinin çekme dayanımı, her ne kadar en önemli dayanım özelliği olarak kabul edilmese de, bazı kaya mekaniği uygulamalarında çok ilginç ve dikkate değer bir rol oynamaktadır. Gerçekten de çekme dayanımı; yenilme ölçütleri, yeraltı açıklıklarının duraylılığı, hidrolik çatlatma, kazı mekaniği, vb. kaya mühendisliği ilgi alanlarında ve uygulamalarında göz önünde bulundurulmuş bir mekanik özelliktir. Günümüzde, kaya malzemesinin çekme dayanımını belirlemek amacıyla doğrudan ve dolaylı yöntemler kullanılmaktadır. Ancak, bu mekanik özelliğin farklı deney yöntemleriyle ölçülen değerlerinde açıklanması gereken ilginç tutarsızlıklarla karşılaşmaktadır. Bunlara ek olarak, kaya malzemesi için; fiziksel, dayanım, şekil değiştirebilirlik ve indeks özellikleri ile ilgili çok sayıda sınıflama yaklaşımları bulunmaktadır; ancak, tek eksenli çekme dayanımı için, bir adet basit yaklaşım dışında, başka bir sınıflama önerisi bulunmamaktadır. Bu çalışma ile kaya malzemesinin çekme dayanımı sınıflamasını geliştirmek için yapılan bir önerinin tartışılması amaçlanmıştır. Öncelikle, kaya malzemesinin çekme dayanımını belirlemede kullanılan doğrudan ve dolaylı deney yöntemleri kısaca gözden geçirilmiş, yöntemlerin üstünlük ve yetersizliklerine değinilmiştir. Sonra, çekme dayanımının kaya mühendisliğindeki uygulamalarından örnekler verilmiştir. Son olarak da, sağlam kaya malzemesinin çekme dayanımı için daha önce önerilen bir sınıflama genişletilmiştir.

ABSTRACT: Although the tensile strength of rock material is not considered as the most important strength property, it plays an interesting and significant role in some rock mechanics applications. Indeed, the tensile strength is a material property that is considered in some rock engineering applications, such as; failure criteria, stability of underground openings, hydraulic fracturing, excavation mechanics, etc. Today, direct and indirect methods are employed for determining the tensile strength of rock material. Yet, regarding the values obtained from different methods, there are interesting inconsistencies which need to be explained. In addition, there are numerous classification approaches regarding the physical, strength, deformability and index properties of rock material; nevertheless, except for one simple example, there is no meaningful classification for the tensile strength of rock material. This study aims to discuss the improvement proposed for the tensile classification of rock material. First, the direct and indirect experimental methods used for determining the tensile strength of rock material are briefly reviewed, and their merits and shortcomings are mentioned. Then, examples are given for the application of tensile strength in rock engineering. Finally, a classification previously proposed for the tensile strength of rock material is extended.

1 GİRİŞ

Çekme dayanımı, bir katı malzemenin yenilmeden dayanabileceği en yüksek çekme gerilmesidir (ISRM 1975). Malzeme bilimciler, "çekme dayanımı" ile genellikle tek eksenli gerilme durumundaki dayanımı kastederlerse de, malzemelerin çok eksenli çekme durumlarda, hatta basınç gerilmeleri altında bile çekme gerilmeleri nedeniyle yenildikleri bilinmektedir. Doğal ve yapay malzemelerin çekme dayanımları çok geniş değerler aralığında değişebilmektedir (Çizelge 1).

Kaya ise doğanın mühendise bazen zorluk çıkartan, bazen de kolaylık sağlayan bir hediyesidir. Kaya malzemesinin çekme ya da çekilme dayanımı, kaya mühendisliğinin birçok uygulamalarında bilinmesi gereken önemli bir tasarım değişirgesidir. Çekme dayanımı, kaya malzemesinin en küçük dayanım özelliği olduğu için; onun küçüklüğü, kayayı parçalarken, kırarken, kazarken veya delerken, mühendisin çok işine yaramaktadır.

Çizelge 1. Bazı malzemelerin çekme dayanımları.

Malzeme	Çekme Dayanımı (MPa)	Kaynak
Bambu	350 - 400	Bambus-RWTH Aachen (2011)
Cam lifi (S-glass)	4600	Illston & Domone (2004)
Çam ağacı (liflere paralel)	40 - 140	Galicki & Czech (2005)
Elmas *	50 000	Illston & Domone (2004)
Epoxy reçinesi	30 - 100	Illston & Domone (2004)
Graphene *	130 000	Lee vd. (2008)
Karbon nonotüp (çok duvarlı)	11 000 - 63 000	Yu vd. (2000)
Kauçuk	15 - 30	Illston & Domone (2004)
Kevlar lifi K29/K49	2650	Illston & Domone (2004)
Nylon	50 - 90	Illston & Domone (2004)
Örümcek ağı (tür ile değişken)	1000	Blackledge vd. (2005)
Piyano teli	2620 - 2930	The Instrument Workshop (2011)
Tungsten kristali *	29 100 - 37 600	Liu vd. (2009)
Yapı çeliği (S 460)	550 - 700	Illston & Domone (2004)

* Kuramsal değerler

Buna karşın, düşük çekme dayanımı, kaya yapılarında çekme gerilmeleri oluşan kısımlardaki artan duraysızlık potansiyeli nedeniyle tasarım mühendisine önemli sorunlar çıkartmaktadır.

Bildiride, öncelikle, kaya malzemesinin çekme dayanımını belirlemede kullanılan doğrudan ve dolaylı deney yöntemleri ile en yaygın kullanılanların yöntemlerin üstünlük ve zayıflıklarına değinilmiştir. Özellikle Brezilya deneyi üzerinde durulmuş olup, deneyin tarihçesi özetlenmiş ve deneyde dikkat edilmesi gereken başlıca hususlar sıralanmıştır. Sonra, kaya malzemesinin çekme dayanımının önem kazandığı kaya mühendisliği uygulamalarından örnekler verilmiştir. Son olarak da, sağlam kaya malzemesinin çekme dayanımına göre sınıflandırması için kullanılan mevcut sınıflamaya bir iyileştirme önerisi yapılmıştır.

Bildiri metninde, aksi belirtilmedikçe, kaya mekaniğindeki alışılmış işaret kuralı (basınç gerilmesi artı, çekme gerilmesi eksi) kullanılmıştır. Metinde sık kullanılan simgeler de aşağıda özetlenmiştir:

σ_t : genel olarak çekme dayanımı
 σ_H : tek eksenli çekme dayanımı
 σ_{IB} : Brezilya çekme dayanımı
 σ_{ci} : tek eksenli basınç dayanımı
 σ_1 : en büyük asal gerilme
 σ_3 : en küçük asal gerilme
 σ : dikey (normal) gerilme
 τ : makaslama (kesme) gerilmesi

2 KAYA MALZEMESİNİN ÇEKME DAYANIMI

2.1 Çekme dayanımının belirlenmesi

Kaya malzemesinin çekme dayanımını belirlenmesinde kullanılan yöntemler çok çeşitlilik göstermesine karşın, bunlar "yaygın" ve "yaygın olmayan" deney yöntemleri olarak iki kısımda incelenebilir. Şekil 1 ve 2'de bu yöntemler özetlenmiş olup; her yöntem için tipik örnek geometrisi, yükleme şekli ve ölçülen çekme dayanımını veren bağıntı ayrı ayrı gösterilmiştir.

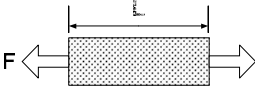
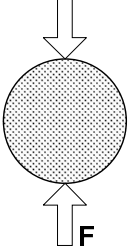
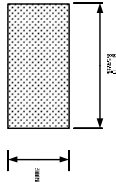
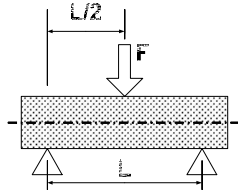
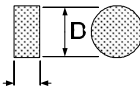
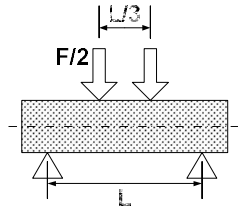
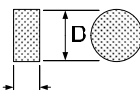
2.1.1 Tek eksenli çekme dayanımı deneyi

Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği tarafından önerilen (ISRM 1978a) ve Amerikan Deney ve Malzemeler Derneği (ASTM 2008a) tarafından standartlaştırılmış (ASTM D 2936 - 08) bir deney yöntemidir. Doğrudan çekme dayanımı deneyi olarak da anılan bu deney; özenli örnek hazırlanmasını, yükleme başlıklarının örneğe özel olarak tutturulmasını ve yüklemenin gerçek tek eksenli olmasını gerektirdiği için günümüzde pek tercih edilmemektedir. Belki de en önemli neden, kaya mekaniği laboratuvarlarında doğrudan çekme yüklemesi yapabilen deney donanımının genellikle bulunmamasıdır. Anlamlı bir çekme dayanımı değeri elde edebilmek için gerekli olan tüm koşulları sağlayan bir doğrudan çekme dayanımı deney düzeneği Şekil 3'te verilmiştir.

2.1.2 Brezilya çekme dayanımı deneyi

Dolaylı çekme dayanımı deneylerinin en yaygın kullanılanı olan bu deneyin ilginç öyküsü Fairbairn ve Ulm (2002) tarafından anlatılmaktadır:

"Deney; 1930'lardan 1960'lara kadar Rio de Janeiro'daki Brezilya Ulusal Teknoloji Enstitüsü'nde (INT), betonun mühendislik bilimi ve teknolojisi üzerine araştırmalara öncülük eden, Brezilyalı mühendis ve bilim adamı Prof. Fernando L. L. B. Carneiro'nun buluşu (1913-2001) olarak kabul edilmektedir.

DENEYİN ADI	ÖRNEK GEOMETRİSİ VE YÜKLEME ŞEKLİ	DAYANIM VE NOTLAR*
DOĞRUDAN ÇEKME DAYANIMI	 	$\sigma_{ti} = 4F / (\pi D^2)$ ISRM (1978a): $L / D = 2.5 - 3.0$ $D_{min} = 54 \text{ mm}$ ASTM D 2936 (2008a): $L / D = 2.0 - 2.5$ $D_{min} = 47 \text{ mm}$
BREZİLYA ÇEKME DAYANIMI	 	$\sigma_{tB} = 2F / (\pi DL)$ ISRM (1978a): $L / D \approx 1.0$ $D_{min} = 54 \text{ mm}$ ASTM D 3967 (2008b): $L / D = 0.2 - 0.75$ $D_{min} = 54 \text{ mm}$
3 - NOKTA YÜKLEMELİ EĞİLME DAYANIMI	 	Dikdörtgen Kesit: $(\sigma_r)_{3N} = 3FL / (2 BD^2)$ Dairesel Kesit: $(\sigma_r)_{3N} = 8FL / (\pi D^3)$
4 - NOKTA YÜKLEMELİ EĞİLME DAYANIMI	 	Dikdörtgen Kesit: $(\sigma_r)_{4N} = FL / (BD^2)$ Dairesel Kesit: $(\sigma_r)_{4N} = 16FL / (3\pi D^3)$

*F: Kırılma yükü; L: Örnek boyu; D: Örnek çapı veya yüksekliği; B: Prizmatik örnek genişliği

Şekil 1. Kaya malzemesine çekme dayanımının belirlenmesi için yaygın kullanılan deneyler.

1940'lı yılların başında II. Dünya Savaşı'na giren Brezilya'da, hava alanlarındaki beton uçuş pisti kaplama uygulamaları, betonun çekme dayanımının belirlenmesini gerektiriyordu. Carneiro'nun ekibince; doğrudan çekme deneyleri işlemsel zorluklar nedeniyle benimsenmemişti, yerine, bütün dünyada yaygın olarak kullanılan üç-veya dört-nokta yüklemeli eğilme deneyleri yapılmaktaydı.

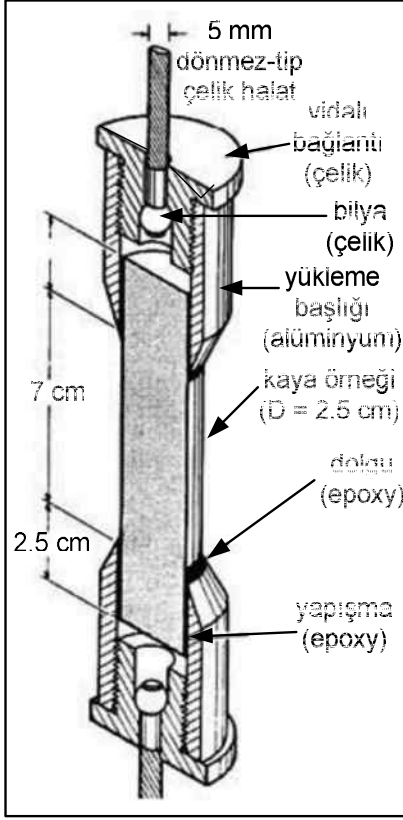
Ancak, Carneiro, bu yapısal deneylerin çekme dayanımı gibi duyarlı bir mekanik özelliği değerlendirmedeki sınırlamalarını biliyordu. Modern kırılma mekanikliği kuramı ve ölçekleme yasalarının yokluğunda, betonun basınç dayanımı ile eğilmede çekme dayanımı arasında bir ilişki geliştirmekte başarısız oldu.

DENEYİN ADI	ÖRNEK GEOMETRİSİ VE YÜKLEME ŞEKLİ	DAYANIM VE NOTLAR
ÇAPSAL YÜKLENEN DELİKLİ DİSK (HALKA) DENEYİ		Hobbs (1965): $\sigma_r = 2 F (6 + 38 \rho^2) / (\pi D_o L)$ $\rho = D_i / D_o \approx 0.1 - 0.2$ $D_o \geq 45 \text{ mm}; L / D \approx 0.5$ Yenilme çatlaklarının, delik iç yüzeyinin yükleme doğrultusuyla kesiştiği noktalarda başladığı zaman geçerli.
İÇSEL BASINÇ ALTINDAKİ KALIN DUVARLI SİLİNDİR		$\sigma_r = P_i (D_o^2 + D_i^2) / (D_o^2 - D_i^2)$
LUONG DENEYİ		Luong (1986, 1988): $\sigma_r = 4 F / [\pi (D_o^2 - D_i^2)]$ Örnek boyutları için önerilen değerler Şekil 5'te verilmiştir.
ÇEVRELENMİŞ (CONFINED) ÇEKME DENEYİ		Hoek & Brown (1980): $\sigma_r = P_o (D_o^2 - D_i^2) / D_i^2$

Şekil 2. Kaya malzemesine çekme dayanımının belirlenmesi için pek yaygın kullanılmayan deneyler.

Rio de Janeiro'da yeni yapılacak bir yolun geçkisi üzerinde bulunan Barok tarzındaki bir kilisenin, yıkımı yerine taşınmasına karar verilmesiyle ortaya çıkan iddialı bir mühendislik problemi, Carneiro'nun bugün *Brazilian* deneyi olarak bildiğimiz yeni bir yöntemi geliştirmesine esin kaynağı olmuştur. Kilise, üretilen çelik savaş girişimlerine yönlendirildiği için, beton baskı silindirleri üzerinde yeni yerine taşınacaktı.

Carneiro, beton silindirlerin deneylerinden sorumluydu. Deneylerde, yatırırlarak yan yüzlerinden yüklenen silindirler, daima basınç plakalarına değen noktaları birleştiren düşey çap düzlemi boyunca yarılarak kırılmaktaydı. Bu gözlem, basınç deneyleri için Brezilya standartlarında tanımlanan silindirlere ($D = 150 \text{ mm}$, $L = 300 \text{ mm}$) uygulanabilecek bir çekme deneyinin geliştirilmesine yol açmıştır.



Şekil 3. İdeal bir doğrudan çekme dayanımı deney düzeneği (Hawkes & Mellor 1970, Hoek & Brown 1980a'dan).

Carneiro, ayrıca uygunluk olsun diye, yüklem plakaları ile örnek arasına örnek çapının onda biri genişliğinde yük dağıtma şeritleri koyulmasını önermiştir. Carneiro (1943), elastisite kuramına dayanan basit bağlantıları kullanarak, bugün yaygın olarak kullandığımız, kırılma anındaki çekme dayanımını veren bağlantıyı bulmuştur. Yöntem, ilk kez 16 Eylül 1943'te, Brezilya Teknik Kurallar Birliği'nin 5. toplantısında sunulmuştur.

Savaş sonrasında, Carneiro'nun yöntemi Malzeme Deneyleri Laboratuvarları'nın Paris'teki uluslararası toplantısında sunulmuştur (Carneiro 1947). Bu toplantıda, Carneiro'nun da 1979 yılında başkanlığını yaptığı, RILEM (İnşaat Malzemeleri, Sistemleri ve Yapılarında Laboratuvarlar ve Uzmanların Uluslararası Birliği veya *Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des*

Matériaux, systèmes de construction et ouvrages) kurulmuştur."

Bu konuyla ilgili diğer ilginç bir husus da Japonların çok benzer bir deney yöntemini bağımsız olarak bulmuş olmalarıdır. Tsunei Akazawa (1943), 1941 Kasımından itibaren benzer deneyler yaptığını ve deneyi Kasım 1943'te (Carneiro'dan iki ay sonra) doktora tezi olarak bir dergide yayımladığını 1953'te yayımlanan RILEM Bülteni'nde belirtmektedir. Japon İnşaat Mühendisleri Enstitüsü tarafından Akazawa'ya bu çalışmasından dolayı 1944 yılında bir ödül verildiği ve, Ağustos 1951'de, yöntemin betonun çekme dayanımını belirlemek üzere Japon Endüstri Standardı (JIS A 113) olarak kabul edildiği de rapor edilmektedir (Machida 1975, Petroski & Ojdrovic 1987).

Akazawa'nın yüklem plakaları ile beton örneği arasına yük dağıtıcı şerit koymaması iki yöntem arasındaki en belirgin farktır (Machida 1975). II. Dünya Savaşı sırasında, Brezilya ve Japonya'nın farklı taraflarda yer aldığı düşünülürse, birbirinden yalnızca iki ay arayla yayımlanan bu yöntemlerin benzerliği gerçekten de şaşırtıcıdır. Ne var ki, yöntemin günümüzde yaygın Brezilya (Brazil) ya da Brezilyalı (Brazilian) yöntemi olarak bilindiği de bir gerçektir.

Bu deney de, ISRM (1978a) tarafından önerilen ve ASTM (2008b) tarafından standartlaştırılmış (ASTM D 3967 - 08) bir deney yöntemidir. Dolaylı veya yarıla (*splitting*) çekme dayanımı deneyi olarak da anılan bu deney, sağladığı büyük kolaylıklar yanında; özenli uygulanmadığı, kaya malzemesinin mekanik özellikleri ve davranışının ideal olmadığı durumlarda sorunlar yaratabilmektedir.

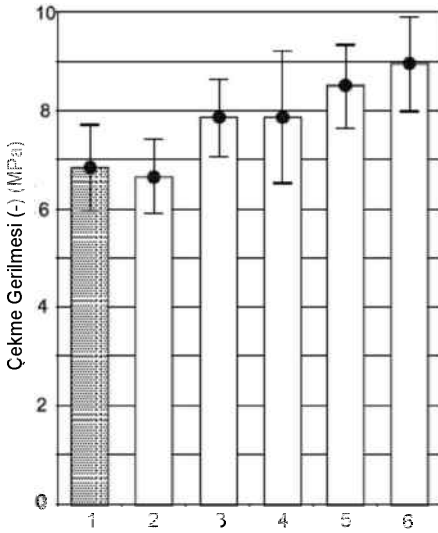
Brezilya çekme dayanımı deneylerinde dikkat edilmesi gereken başlıca hususlar aşağıda sunulmuştur:

- Kaya örneği yapısal açıdan tektürel (homojen) yapıda olmalıdır.
- Kaya örneğinin basınç dayanımı çekme dayanımının en az üç katından fazla olmalıdır.
- Kayacın basınç ve çekme gerilmeleri altındaki Young modülleri birbirine eşit olmalıdır. Basınç ve çekme gerilmeleri altındaki Young modülleri (sırasıyla E_C ve E_T) farklı olan çift modüllü (*bimodular*) kaya malzemeleri üzerinde yapılan Brezilya deneyi sonuçlarının düzeltilmesi için Chen ve Stimpson (1993) sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla elde ettikleri şu bağlantıyı önermişlerdir:

$$(\sigma_{IB})_{\text{gerçek}} = 1.023 (E_T / E_C)^{0.252} (\sigma_{IB})_{\text{ölçülen}} \quad (1)$$

d. Deneyde yenilme, merkezden başlayan çekme çatlağı ile olmalıdır ve dayanım hesaplanırken ilk çatlak başlangıcındaki yük seviyesi göz önünde bulundurulmalıdır. Diederichs (1999), Lac du Bonnet graniti üzerinde yaptığı deneylerde:

- Doğrudan çekme dayanımının (6.8 ± 0.9 MPa), Brezilya çekme dayanımından (8.9 ± 1.0 MPa) biraz daha küçük olduğunu tespit etmiştir.
- Ancak, Brezilya deneylerinde; ölçülen en yüksek (doruk) çekme gerilmeleri yerine örneklerdeki ilk çatlak başlangıcı gerilme seviyesinin (6.7 ± 0.8 MPa) alınması durumunda, sonuçların hemen hemen doğrudan çekme dayanımı değerlerine eşit olduğunu saptamıştır (Şek. 4).



- 1: Doğrudan çekme yenilmesi
- 2: Brezilya ilk çatlak başlangıcı
- 3: Brezilya sistematik çatlaklanma
- 4: Brezilya hacimsel gerilimin artmaya başlaması
- 5: Brezilya kritik çatlak gelişimi
- 6: Brezilya doruk dayanımı

Şekil 4. Diederichs (1999) tarafından yapılan çekme deneylerinde ölçümlerin yorumu.

e. Kaya örneği şekil değiştirme yönserliği (deformasyon anizotropisi) göstermemelidir. Aksi takdirde örneğin merkezinde oluşan gerilmelere düzeltme uygulanmalıdır (Chen vd. 1998, Claesson & Bohloli 2002). Düzlemsel yönsemezlik (*transversal isotropy*) gösteren tabakalı kayalarda

bu düzeltme çok yaklaşık olarak aşağıdaki bağıntıyla verilmektedir (Claesson & Bohloli 2002):

$$\sigma_{IB} \cong [(E/E')^{0.25 \cos(2\theta)} - 0.25(b-1) \cos(4\theta)] 2F / (\pi D L) \quad (2.a)$$

$$b = 0.5 (E/E')^{0.5} (1/G' - 2\nu'/E') \quad (2.b)$$

Burada;

E : tabakalaşma düzlemine paralel doğrultudaki Young Modülü,

E' : tabakalaşma düzlemine dik doğrultudaki Young Modülü,

ν : tabakalaşma düzlemine paralel doğrultudaki tek eksenli gerilme durumunda, tabakalaşma düzlemine paralel oluşan normal gerilimin (*strain*), gerilmeye paralel doğrultudaki normal gerilime oranının ters işaretlisi (Poisson oranı),

ν' : tabakalaşma düzlemine dik doğrultudaki tek eksenli gerilme durumunda; tabakalaşma düzlemine paralel oluşan normal gerilimin, gerilmeye paralel doğrultudaki normal gerilime oranının ters işaretlisi (Poisson oranı),

G' : tabakalaşma düzlemine dik doğrultudaki saf makaslama gerilmesinin, oluşturduğu makaslama gerilimine oranıyla tanımlanan bağımsız makaslama (rijitlik) modülü ve

θ : tabakalaşma düzleminin normali ile yükleme doğrultusu arasındaki açıdır ($0 \leq \theta \leq \pi/2$).

2.1.3 Eğilme dayanımı deneyleri

Basit destekli kirişin noktasal yüklenerek bükülmesi sırasında en dış liflerde oluşan çekme gerilmesinin malzemenin çekme dayanımına ulaşması anında ölçülen gerilme, "eğilmede çekme dayanımı" (σ_r : *flexural strength, modulus of rupture*) olarak bilinmektedir.

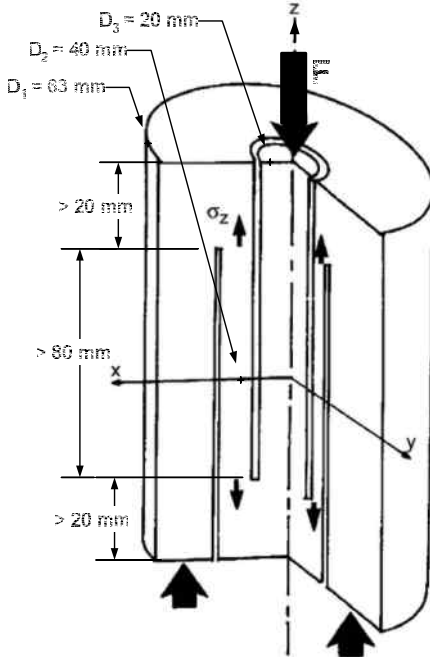
Kaya malzemesinin çekme dayanımını belirlemede ISRM tarafından önerilen yöntemler arasında değilse de, betonun dayanımı için ASTM tarafından standartlaştırılmış üç-nokta yüklemeli (ASTM C293/C293M-10) ve dört-nokta yüklemeli (ASTM C78/C78M-10) türleri vardır (ASTM 2010a, b).

Deney, her ne kadar prizmatik veya silindirik (karot) kaya örneklerine uygulanabilirse de (Şek. 2); elde edilen dayanım değerlerinin, tek eksenli veya Brezilya çekme dayanımı değerlerinden genellikle daha yüksek olması gibi sorunları vardır. Ayrıca, çift modüllü malzemelerde, ölçülen değerlerin düzeltme gerektirdiği de bilinmektedir (Chen & Stimpson 1993).

2.1.4 Diğer deneyler

Kaya malzemesinin çekme dayanımının belirlenmesinde kullanılan, ancak çok yaygın olmayan, dolaylı deneyler Şekil 2'de gösterilmiştir.

Dolaylı çekme dayanımı deneylerinin belki de en ilginç olanı Luong (1986, 1988) tarafından önerilmiştir (Şek. 5). Farklı çapta karotiyerler kullanılarak, silindirik bir kaya örneğinin alt ve üst yüzeylerinden, boyları örnek boyundan daha küçük eş merkezli ve eş eksenli birer silindirik yarık açılmaktadır. Böylece örneğin orta kısmında kalın duvarlı bir silindir oluşmaktadır. En dıştaki silindir ile en içteki dolu silindir sıkıştırılmakta ve aradaki kalın duvarlı silindirin eksenel olarak çekme yükleri altında kırılmasına çalışılmaktadır. Ancak, bu deneyde, ortadaki kalın duvarlı silindir, yarıkların uçlarına yakın kısımlarda eğilme momentlerine maruz kalmakta ve kesitindeki çekme gerilmeleri düzensiz olmaktadır; ayrıca, ölçülen dayanım boyutlardan (örneğin ve yarıkların çaplarından) etkilenmektedir (Coviello vd. 2005).



Şekil 5. Luong deneyinde kaya örneği ve yükleme şekli (D_1 , D_2 ve D_3 : kaya silindirlerinin dış çapları) (Luong 1986).

2.2 Doğrudan ve dolaylı çekme deney sonuçları arasındaki tutarsızlıklar

DeneySEL kaya mekanığı ile uğraşanların çok iyi bildiği gibi, kaya malzemesinin çekme dayanımında kullanılan farklı yöntemler, farklı deney sonuçları vermektedir. Özellikle, Brezilya deneyinde ölçülen değerlerin, doğrudan çekme deneyinde ölçülen değerlerden daha yüksek çıkması genellikle karşılaşılan bir durumdur. Bunda, yukarıda özetlenen, Brezilya deneyi ile ilgili dikkat edilmesi gereken hususların ihmal edilmesinin rolü büyüktür.

Aslında, yenilme ölçütleri ele alınarak bu konu tartışılabilir. Kaya malzemesi için yaygın uygulanan yenilme ölçütleri (Çizelge 2) göz önünde bulundurularak aşağıdaki saptamalar yapılabilir.

a. Griffith ölçütü kuramsal olarak,

$$\sigma_{ii} = \sigma_{iB} \quad (3.a)$$

kestirimini vermekle birlikte, $\sigma_{ci} / \sigma_{ii} = 8$ olmasını gerektirdiği için tercih edilmemektedir.

b. McClintock ve Walsh (1963) tarafından kapalı çatlaklar için önerilen değiştirilmiş Griffith yenilme ölçütüne göre,

$$\sigma_{ii} / \sigma_{iB} = (1 + \mu^2)^{0.5} - \mu \quad (3.b)$$

olmakta ve bu oran çatlak yüzeylerinin sürtünme katsayısına (μ) bağlı olarak değişmektedir.

c. Mohr-Coulomb (M-C) ölçütü ise

$$\sigma_{ii} / \sigma_{iB} = 2(2 - \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \quad (3.c)$$

kestirimini yapmakta ve bu oran daima 1'den büyük olmaktadır. Ancak, M-C ölçütünün σ_{ii} değerini kestirimdeki sorun da (deneySEL verilere göre aşırı büyük değer önermesi) bilinen bir gerçektir.

d. Hoek-Brown (1980b) (H-B) ölçütüne göre,

$$\sigma_{ii} / \sigma_{iB} = 16 [m_i - (m_i^2 + 4)^{0.5}] / [m_i - (m_i^2 + 64)^{0.5}] \quad (3.d)$$

olması gerekmektedir. Bu oran daima 1'den büyük olup, H-B dayanım değiştirgesi m_i 'ye bağlıdır (m_i arttıkça azalarak 1'e yaklaşmaktadır. Örneğin;

$m_i = 5$ için, $\sigma_{ii} / \sigma_{iB} \approx 1.39$ ve

$m_i = 25$ için, $\sigma_{ii} / \sigma_{iB} \approx 1.02$

değerlerini almaktadır.

3 KAYA MÜHENDİSLİĞİNDE ÇEKME DAYANIMI UYGULAMALARI

3.1 Yenilme ölçütleri

Bilindiği gibi; yenilme ölçütleri, bir malzemenin yenilme koşulunda, etkiyen gerilmeler (veya gerinimler) ile malzemenin dayanım değıştirmeleri arasında kurulan matematiksel ilişkilerdir. Kaya malzemesine uygulanabilen çok sayıda kuramsal, fiziksel ve görgül yenilme ölçütü geliştirilmiştir. Kaya malzemesinin çekme dayanımı açısından önemli uygulamaları olan başlıca yenilme ölçütleri Çizelge 2'de özetlenmiştir.

3.2 Yeraltı açıklıklarının duraylılığı

Sert kaya kütlelerinde açılan yeraltı kazılarının duraylılığında, çevre kayacın çekme dayanımı önemli rol oynamaktadır (Diederichs 1999, Diederichs & Kaiser 1999). Bu kapsamda, tabakalı ortamlarda oluşturulan düz tavanlı açıklıklarda, tavan tabakalarının sarkması ve gelişen çekme gerilmeleriyle yenilmesi sık karşılaşılan bir olgudur. Bu problem elastik giriş kuramı ve kama eklemli giriş (*voussoir beam*) davranışı yardımıyla incelenebilmektedir. Özellikle, uzunayaklarda karşılaşılan yalancı ve ana tavan tabakalarının duraylılığını incelemeye çekme dayanımı kritik bir önem kazanmaktadır.

3.3 Hidrolik çatlatma

Petrol, doğal gaz, metan gibi önemli enerji hammaddelerinin üretimi amacıyla 60 yılı aşan bir süredir uygulanan hidrolik çatlatma tekniğı, kaya mühendisliğinde yeraltındaki birincil gerilmelerin ölçümünde kullanılan yöntemlerden biridir.

Bu yöntemde; bir sondaj deliğinin tıkaçlarla yalıtılmış bir kısmına pompalanan hidrolik karışımın (su kum ve katkı maddelerinin) oluşturduğu içsel basıncın, deliğı çevreleyen kayanın çekme dayanımını yenmesi sonucu çatlaklar meydana gelmektedir. Bu nedenle, ilgilenilen kaya birimlerine ait çekme dayanımlarının bilinmesi önem kazanmaktadır.

3.4 Kazı mekaniğı

Kahraman vd. (2003), sekiz farklı kayaçta üstten darbeli hidrolik delicilerle yaptıkları ölçümlerde delme hızı ile kayaçların bazı mekanik özellikleri arasındaki ilişkileri araştırmışlardır. Çalışmada, delme hızı (PR , m/min) ile kayacın Brezilya çekme

dayanımı (σ_{IB} , MPa) arasında şu bağıntıyı bulmuşlardır:

$$PR = -0.083 \sigma_{IB} + 1.67 \quad (r^2 = 0.83) \quad (4.a)$$

Bilgin vd. (2006), tam ölçekli doğrusal kesme düzeneğı yardımıyla konik uçlu keski kullanarak, 22 farklı kayaç türü üzerinde, farklı kesme derinliğı ve keski aralıklarında kesme deneyleri yapmışlardır. Keski kuvvetleri ile kayaçların mekanik özellikleri arasında ilişkileri araştırdıkları çalışmada, en uygun özgül kesme enerjisi (SE_{opt} , kWh/m³) ile kayacın Brezilya çekme dayanımı (σ_{IB} , MPa) arasında şu bağıntıyı bulmuşlardır:

$$SE_{opt} = 1.2591 \sigma_{IB} + 0.1424 \quad (r^2 = 0.743) \quad (4.b)$$

Çeşitli araştırmacılar, kaya malzemesinin tek eksenli basınç ve Brezilya çekme dayanımlarının birlikte kullanıldığı farklı gevreklik (*brittleness*) indeksleri tanımlamışlardır. Bunlar arasında;

a. Hucka ve Das'ın (1974) tanımladığı:

$$B_1 = \sigma_{ci} / \sigma_{IB} \quad (5.a)$$

$$B_2 = (\sigma_{ci} - \sigma_{IB}) / (\sigma_{ci} + \sigma_{IB}) \quad (5.b)$$

b. Altındağ'ın (2000, 2008) tanımladığı:

$$B_3 = (\sigma_{ci} \sigma_{IB}) / 2 \quad (5.c)$$

$$B_4 = (\sigma_{ci} \sigma_{IB} / 2)^{1/2} \quad (5.d)$$

gevreklik indeksleri gösterilebilir. Altındağ (2008, 2010), bu indeksler ile çok çeşitli kayaçlarda ölçülen özgül kazı enerjisi ve delme hızı arasındaki ilişkileri araştırmış ve $B_4 = B_3^{1/2}$ indeksinin anlamlı ilişkiler verdiğini saptamıştır. Yaralı (2007) ile Yaralı & Kahraman (2010), delme hızı indeksi (DR) ile çeşitli gevreklik indekslerin arasındaki ilişkileri araştırırken B_3 indeksini kullanarak anlamlı ilişkiler elde etmişlerdir.

3.5 Kırılma mekaniğı

Kırılma mekaniğinde; bir malzemenin, I. tip yükleme (çekme gerilmesinin çatlak düzlemine dik olduğu açılma) modunda, çatlak ilerlemesine karşı gösterdiği direncin göstergesi olan K_{IC} önemli bir mekanik özelliktir. Deneyel veriler, K_{IC} ile kaya malzemesinin çekme dayanımı arasında güçlü ilişki olduğunu göstermektedir (Whittaker vd. 1992, Zhang vd. 1998, Zhang 2002). Önerilen bağıntılardan bazıları Çizelge 3'te sunulmuştur.

Çizelge 2. Kaya malzemesine uygulanan yaygın yenilme ölçütleri ve kuramsal olarak kestirilen çekme dayanımları.

Yenilme Ölçütü ve Bağıntısı	Çekme Dayanımı Kestirimi
Griffith Yenilme Ölçütü (Griffith 1924): $\sigma_I + 3 \sigma_3 > 0 \text{ için } (\sigma_I - \sigma_3)^2 + 8 \sigma_{II} (\sigma_I + \sigma_3) = 0$ $\sigma_I + 3 \sigma_3 < 0 \text{ için } \sigma_3 = \sigma_{II} = \sigma_{IB}$ veya $\tau^2 = 4 \sigma_{II} (\sigma_{II} - \sigma)$	$\sigma_I + 3 \sigma_3 > 0 \text{ için } \sigma_{ci} / \sigma_{II} = -8$
Değiştirilmiş Griffith Yenilme Ölçütü (kapalı çatlaklar için) (McClintock & Walsh 1963): $\sigma_I = \{-4 \sigma_{II} + \sigma_3 [(1 + \mu^2)^{0.5} + \mu]\} / [(1 + \mu^2)^{0.5} - \mu]$ μ : çatlak yüzeylerinin sürtünme katsayısı	$\sigma_{ci} / \sigma_{II} = -4 / [(1 + \mu^2)^{0.5} - \mu]$
Mohr - Coulomb (M-C) Ölçütü: $\sigma_I = (2 c \cos \varphi) / (1 - \sin \varphi) + [(1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)] \sigma_3$ veya $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ c : kohezyon φ : içsel sürtünme açısı	$\sigma_{ci} / \sigma_{II} = -(1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$ $\sigma_{ci} / \sigma_{IB} = -2 (2 - \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)$
Hoek - Brown (H-B) Ölçütü (Hoek & Brown 1980b): $\sigma_I = \sigma_3 + (m_i \sigma_{ci} \sigma_3 + \sigma_{ci}^2)^{0.5}$ $m_i = \sigma_{II} / \sigma_{ci} - \sigma_{ci} / \sigma_{II}$ $m_i = 16 \sigma_{IB} / \sigma_{ci} - \sigma_{ci} / \sigma_{IB}$ veya $\tau^2 = 0.25 (m_i \sigma_{ci} \sigma + \sigma_{ci}^2) \cos^2 \varphi_i / (1 + \sin \varphi_i)$ m_i : H-B dayanım değiştirgeci φ_i : anlık içsel sürtünme açısı	$\sigma_{ci} / \sigma_{II} = 2 / [m_i - (m_i^2 + 4)^{0.5}]$ $\sigma_{ci} / \sigma_{IB} = 32 / [m_i - (m_i^2 + 64)^{0.5}]$

Çizelge 3. Kırılma tokluğu ile çekme dayanımı arasındaki ilişki için önerilen bazı bağıntılar.

Öneren	K_{IC} (MPa m ^{0.5}) ve σ_t (MPa) Arasında Önerilen Bağntı
Whittaker vd. (1992)	$K_{IC} = (\sigma_t + 2.53) / (9.35)$ $r^2 = 0.62$; kömür ve çeşitli kaya türleri
Zhang vd. (1998)	$K_{IC} = (\sigma_t / 8.88)^{1/0.62}$ $r^2 = 0.94$; mermer, gablo, granit
Zhang (2002)	$K_{IC} = 0.1453 \sigma_t$ $r^2 = 0.94$; çok çeşitli kaya türleri
Wang vd. (2007)	$K_{IC} = 0.3546 \sigma_{II}$ $r^2 = 0.88$; sıkıştırılmış kil

4 ÇEKME DAYANIMI SINIFLAMASI

4.1 Gereke ve amaç

Kaya malzemesi için; birim hacim ağırlığı gibi fiziksel (Williamson 1984), tek eksenli basınç dayanımı ve kohezyon gibi dayanım (Coates 1964, Deer & Miller 1966, Broch & Franklin 1972, Bieniawski 1973, Attewell & Farmer 1976, ISRM 1978, IAEG 1979, Stimpson & Ross-Brown 1979, Hawkins 1998), Young modülü (Attewell & Farmer 1976) ve Poisson oranı (Gerçek 2007) gibi şekil değiştirebilirlik ve nokta yükü dayanımı (Bieniawski 1974, Brook 1985), nokta yükü dayanımı yönselliği (Tsidsi 1990) disk makaslama

dayanımı (Sülükçü & Ulusay 2001) ve suda dağılıma dayanımı (Gamble 1971, Franklin & Chandra 1972, Ergüler & Ulusay 2009)) gibi indeks özellikleri ile ilgili çok sayıda sınıflama yaklaşımları bulunmaktadır. Ayrıca; birden fazla özelliğin birlikte kullanıldığı ve kaya mekaniği uygulamaları olan bazı kavramların da sınıflamaları vardır. Bunlara örnek olarak; Young modülü ve tek eksenli basınç dayanımının birlikte kullanıldığı modül oranı sınıflaması (Deere & Miller 1966, Ramamurthy 2004), tek eksenli basınç ve çekme dayanımlarının birlikte kullanıldığı gevreklik indeksleri (Altındağ 2001) gösterilebilir. Ancak, tek eksenli çekme dayanımı için, bir adet basit yaklaşım dışında, başka bir sınıflama önerisi bulunmamaktadır.

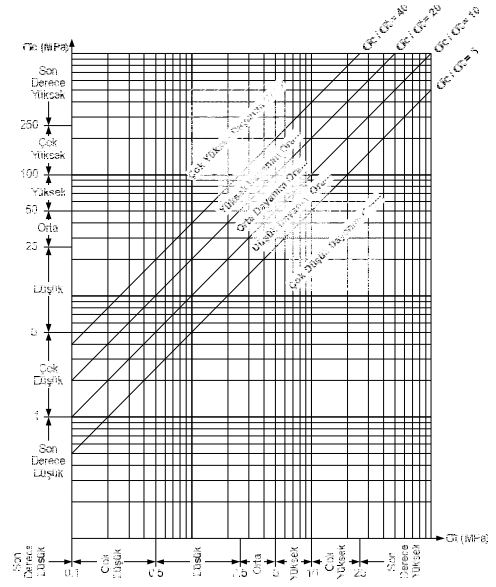
4.2 Sınıflama önerisi

Yazarlar, sağlam kaya malzemesinin çekme dayanımına göre sınıflamasıyla ilgili olarak, literatürde tek bir öneriyle karşılaşmışlardır. Backstrom vd. (2009) tarafından yapılan bu öneri, aslında, ISRM'in (1978b) kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı için yaptığı bir sınıflamadan türetilmiştir. Öneride çekme dayanımı sınıflarının sınırları, basınç dayanımı sınıflarının onda biri olarak alındığı için hatırlanması ve uygulanması kolaydır. Yazarlar tarafından her iki dayanım sınıflandırması birleştirilerek tek bir çizimekte gösterilmiştir. Çizim, aynı zamanda, anlamlı ve pratik aralıkların kullanıldığı bir dayanım oranı (σ_c / σ_t) sınıflamasına da olanak sağlamaktadır (Şek. 6). Çizim, çekme dayanımının elde edildiği yöntem (tek eksenli, Brezilya vd.) özellikle belirtilmeyip, genel bir çekme dayanımı değeri (σ_t) kullanılmıştır.

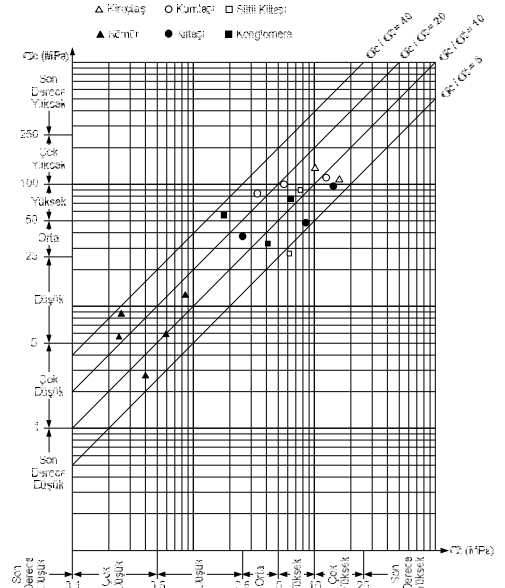
Çizimin bir uygulama örneği olarak, Zonguldak Kömür Havzası'na ait bazı kayaların dayanım verileri (tek eksenli basınç dayanımı ve Brezilya çekme dayanımı) Şekil 7'de gösterilmiştir. Görüldüğü gibi; çizim yardımıyla, farklı kayaç türlerinin hem temel dayanım değerleri hem de dayanım oranları hep birlikte niceliksel ve niteliksel olarak gösterilebilmektedir.

5 SONUÇLAR

Kaya malzemesinin çekme dayanımı, her ne kadar basınç dayanımına kıyasla küçümsense de, kaya mühendisliğinde çok önemli uygulamaları olan bir mekanik özelliktir.



Şekil 6. Kaya malzemesi için birleştirilmiş dayanım sınıflaması çizeneği.



Şekil 7. Zonguldak Kömür Havzası kayaçlarının birleştirilmiş dayanım çizeneğinde gösterimi (veriler ZEDEM 1994'ten).

Bu ilginç dayanım özelliğinin saptanmasında çok çeşitli deney yöntemleri kullanılmakta olup, tek eksenli ve Brezilya çekme deneyleri ön plana çıkmaktadır. Brezilya deneyi pratikliği nedeniyle en çok kullanılan yöntem olmakla birlikte, uygulanmasında dikkat edilmesi gereken önemli hususlar bulunmaktadır.

Bildiride önerilen birleştirilmiş dayanım sınıflaması çizeneği, kaya malzemesinin en önemli iki mekanik büyüklüğünün, görsel açıdan birlikte değerlendirilmesine olanak sağlamaktadır.

KAYNAKLAR

- Akazawa, T., 1943. New test method for evaluating internal stress due to compression of concrete (the splitting tension test) (Part I). Journal of the Japanese Civil Engineering Institute, Kasım 1943. Republished in French as "Méthode pour l'essai de traction de bétons", Bulletin RILEM, Paris, 16 (November), 13-23.
- Altındağ, R., 2000. Darbeli delme performans analizlerinde kayaç gevrekliğinin rolü. V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, Isparta, 105-112.
- Altındağ, R., 2008. Kazı mekaniğinde gevreklik ve spesifik enerji arasındaki ilişkiler. IX. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı, İzmir, 437-451.
- Altındağ, R. 2010. Assessment of some brittleness indexes in rock-drilling efficiency. Rock Mechanics and Rock Engineering, 43, 361-370.
- ASTM, 2008a. Standard test method for direct tensile strength of intact rock core specimens. ASTM D 2936-08, ASTM International, West Conshohocken, PA. 3 pp.
- ASTM, 2008b. Standard test method for splitting tensile strength of intact rock core specimens. ASTM D 3967-08, ASTM International, West Conshohocken, PA. 3 pp.
- ASTM, 2010a. Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with center-point loading). ASTM C293/C293M-10, ASTM International, West Conshohocken, PA. 3 pp.
- ASTM, 2010b. Standard test method for flexural strength of concrete (using simple beam with third-point loading). ASTM C78/C78M-10, ASTM International, West Conshohocken, PA. 4 pp.
- Attewell, P.B. and Farmer, I.W., 1976. Principles of Engineering Geology, Chapman & Hall, London.
- Backstrom, A.L., Metcalf, J.G. and McKelvie, S., 2009. What happens in Las Vegas: the Apex Tunnel geologic investigation. Proc. 2009 Rapid Excavation and Tunneling Conference, G.Almeraris & B. Mariucci (eds), SME, Littleton, CO, 534-547.
- Bambus - RWTH Aachen, 2011. Mechanical properties of bamboo, <http://bambus.rwth-aachen.de/eng/>
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Trans S Afr Civ Eng, 15, 335-344.
- Bieniawski, Z.T., 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. Proceedings of the 3rd International Congress on Rock Mechanics, ISRM, Denver, CO, Vol: IIA, 27-32.
- Bilgin, N., Demircin, M.A., Çopur, H., Balci, C., Tunçdemir, H. and Akçın, N., 2006. Dominant rock properties affecting the performance of conical picks and the comparison of some experimental and theoretical results. Int J Rock Mech Min Sci, 43, 139-156.
- Blackledge, T.A., Swindeman, J.A. and Hayashi, C.Y., 2005. Quasistatic and continuous dynamic characterization of the mechanical properties of silk from the cobweb of the black widow spider *Latrodectus hesperus*. Journal of Experimental Biology, 208, 1937-1949.
- Broch, E. and Franklin, J.A., 1972. The point-load strength test. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr, 9 (6), 669-676.
- Brook, N., 1985. The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr, 22 (2), 61-70.
- Carneiro, F.L.L.B., 1943. A new method to determine the tensile strength of concrete (in Portuguese). Proceedings of the 5th Meeting of the Brazilian Association for Technical Rules (Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT), 3rd section, 16 September, 126-129.
- Carneiro, F.L.L.B., 1947. Résistance à la traction des bétons - Une nouvelle méthode pour la détermination de la résistance à la traction des bétons. Presented to the Réunion Internationale des Laboratoires d'Essai - foundation of RILEM - in June 1947.
- Chen, R. and Stimpson, B. 1993. Interpretation of indirect tensile strength when moduli of deformation in compression and in tension are different. Rock Mechanics and Rock Engineering, 26 (2), 183-189.
- Chen, C-S., Pan, E. and Amadei, B., 1998. Determination of deformability and tensile strength of anisotropic rock using Brazilian tests. Int J Rock Mech Min Sci, 35 (1), 43-61.
- Claesson, J. and Bohloli, B., 2002. Brazilian test: stress field and tensile strength of anisotropic rocks using an analytical solution. Int J Rock Mech Min Sci, 39, 991-1004.
- Coates, D.F., 1964. Classification of rock for rock mechanics. Int J Rock Mech Min Sci, 1 (3), 421-429.
- Coviello, A., Lagioia, R. and Nova, R., 2005. On the measurement of the tensile strength of soft rocks. Rock Mechanics and Rock Engineering, 38 (4), 251-273.
- Deere, D.U. and Miller, R.P., 1966. Engineering classification and index properties of intact rocks. Technical report no. AFNL-TR-65-116, Air Force Weapons Laboratory, Albuquerque, NM.
- Diederichs, M.S., 1999. Instability of hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation. Ph.D. Thesis, University of Waterloo, 567 pp.
- Diederichs, M.S. and Kaiser, P.K., 1999. Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations, Int J Rock Mech Min Sci, 36, 69-96.
- Ergüler, Z.A. and Ulusay, R., 2009. Assessment of physical disintegration characteristics of clay-bearing rocks: disintegration index test and a new durability classification chart. Engineering Geology, 105 (1-2), 11-19.
- Fairbairn, E.M.R. and Ulm, F.-J., 2002. A Tribute to Fernando L. B. Carneiro (1913 - 2001) engineer and scientist who invented the Brazilian Test. Materials and Structures/Matériaux et Constructions, 35 (April 2002), 195-196.
- Franklin J.A. and Chandra, R. 1972. The slake-durability test. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr, 9 (3), 325-341.
- Galicki, J. and Czech, M., 2005. Tensile strength of softwood in LR orthotropy plane. Mechanics of Materials, 37, 677-686.

- Gamble, J.C., 1971. Durability – plasticity classification of shales and other argillaceous rocks. Ph.D. Thesis, University of Illinois.
- Gerçek, H., 2007. Poisson's ratio values for rocks. *Int J Rock Mech Min Sci*, 44 (1), 1-13.
- Griffith, A.A., 1924. Theory of rupture. *Proc. 1st Int. Congress on Applied Mechanics*, Delft, 55-63.
- Hawkins, A.B., 1998. Aspects of rock strength. *Bull Eng Geol Env*, 57, 17-30.
- Hawkes, I. and Mellor, M., 1970. Uniaxial testing in rock mechanics laboratories. *Engineering Geology*, 4, 177-285.
- Hobbs, D. W., 1965. An assessment of a technique for determining the tensile strength of rock. *British J Appl Phys*, 16, 259-268.
- Hoek, E. and Brown, E.T., 1980a. Underground Excavations in Rock. *Inst. of Mining and Metallurgy*, London, 358 pp.
- Hoek, E. and Brown, E.T., 1980b. Empirical strength criterion for rock masses. *ASCE J Geotech Engng Division*, 106 (GT9), 1013-1035.
- Hucka, V. and Das, B., 1974. Brittleness determination of rocks by different methods. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, 11, 389-392.
- IAEG, 1979. Report of the commission on engineering geological mapping. *Bull IAEG*, 16, 364-371.
- Illston, J.M. and Domone, P.L.J., 2004. *Construction Materials - Their Nature and Behaviour*, 3rd edn., Spon Press, London, 554 pp.
- ISRM, 1975. *Terminology (English, French, German)*, ISRM, Lizbon, 83 pp.
- ISRM, 1978a. Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, 15 (3), 99-103.
- ISRM, 1978b. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, 15 (6), 319-368.
- Kahraman, S., Bilgin, N. and Feridunoğlu, C., 2003. Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills. *Int J Rock Mech Min Sci*, 40, 711-723.
- Lee, C., Weil, X., Kysar, J.W. and Hone, J., 2008. Measurement of the elastic properties and intrinsic strength of monolayer graphene. *Science*, 321 (5887), 385-388.
- Liu, Y-L., Zhou, H-B., Zhang, Y., Jin, S. and Lu, G-H., 2009. The ideal tensile strength and deformation behavior of a tungsten single crystal. *Nuclear Instruments and Methods in Physics Research B*, 267, 3282-3285.
- Luong, M.P., 1986. Un nouvel essai pour la mesure de la résistance à la traction. *Revue Française de Geotechnique*, 34, 69-74.
- Luong, M.P., 1988. Direct tensile and direct shear strengths of Fontainebleau sandstone. *Key Questions in Rock Mechanics*, Cundall et al. (eds), Balkema, Rotterdam, 237-246.
- Machida, A., 1975. Studies on tests for splitting tensile strength of concrete. *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers*, (242, October), 115-124.
- McClintock, F.A. and Walsh, J.B., 1963. Friction on Griffith cracks in rocks under pressure. *Proc. 4th US National Congress on Applied Mechanics*, AIME, Vol. 2, 1015-1021.
- Petroski, H.J. and Ojdovic, R.P., 1987. The concrete cylinder: stress analysis and failure modes. *International Journal of Fracture*, 34, 263-279.
- Ramamurthy, T., 2004. A geo - engineering classification for rocks and rock masses. *Int J Rock Mech Min Sci*, 41 (1), 89-101.
- Stimpson, B. and Ross-Brown, D.M., 1979 Estimating the cohesive strength of randomly jointed rock masses. *Mining Engineering*, 31 (2), 182-188.
- Sülükcü, S. and Ulusay, R., 2001. Evaluation of the block punch index test with particular reference to the size effect, failure mechanism and its effectiveness in predicting rock strength. *Int J Rock Mech Min Sci*, 38 (8), 1091-1111.
- The Instrument Workshop, 2011. Roeslau piano wire. <http://www.fortepiano.com/wire/RoeslauPiano/roeslaupia.no.htm>
- Tsidi, K.E.N., 1990. The influence of foliation on point load strength anisotropy of foliated rocks. *Engineering Geology*, 29 (1), 49-58.
- Wang, J-J., Zhu, J-G., Chiu, C.F. and Zhang, H., 2007. Experimental study on fracture toughness and tensile strength of a clay. *Engineering Geology*, 94, 65 - 75.
- Whittaker, B.N., Singh, R.N. and Sun, G., 1992. *Rock Fracture Mechanics: Principles, Design and Applications*. Elsevier, Amsterdam.
- Williamson, D.A., 1984. Unified rock classification system. *Bull Assoc Eng Geologists*, 21 (3), 345-354.
- Yaralı, O., 2007. Kayaç kırılabilirliği ve delme oranı indeksi arasındaki ilişkilerin araştırılması. *Türkiye 20. Uluslararası Madencilik Kongresi Bildiriler Kitabı, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, Ankara*, 217-224.
- Yaralı, O. and Kahraman, S., 2010. The drillability assessment of rocks using the different brittleness values. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26 (2), 406-414.
- Yu, M-F., Lourie, O., Dyer, M.J., Moloni, K., Kelly, T.F. and Ruoff, R.S., 2000. Strength and breaking mechanism of multiwalled carbon nanotubes under tensile load. *Science*, 287 (5453), 637-640.
- ZEDEM, 1994. Establishment of an industrial support center in Zonguldak. *NATO-TU 848 Support Centre Project, Final Report, ZKÜ, Zonguldak*, 104 pp.
- Zhang, Z., Kou, S.Q., Lindqvist, P.A. and Yu, Y., 1998. The relationship between the fracture toughness and tensile strength of rock. *Strength Theories: Applications, Development & Prospects for the 21st Century*, Science Press, Beijing/New York, 215 -219.
- Zhang, Z.X., 2002. An empirical relation between mode I fracture toughness and the tensile strength of rock. *Int J Rock Mech Min Sci*, 39, 401- 406.

Afyon Beyaz mermerinin aşındırıcı su jeti ile kesiminde kesme derinliği göz önüne alınarak optimum işlem parametrelerinin belirlenmesi

Determination of the optimum operating parameters for abrasive waterjet cutting of Afyon White marble in terms of cutting depth

Y. Özçelik

Hacettepe Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara

İ.C. Engin

Afyon Kocatepe Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Afyonkarahisar

ÖZET: Aşındırıcı su jeti ile kesme yöntemi, hassas kesim yapması, soğuk bir ortam sağlaması ve kesilen malzemeye herhangi bir zarar vermemesi nedeniyle uzun yıllardır kullanılmaktadır. Yöntemde, yüksek hız ve basınçtaki suyun malzeme yüzeyine püskürtülmesiyle kesme işlemi gerçekleşmektedir. Aşındırıcı su jeti ile kesmede en önemli performans parametrelerinden bir tanesi kesme derinliğidir. İşlem parametrelerinden olan kesme hızı ve pompa basıncının kesilen malzemenin özelliklerine bağlı olarak, kesme derinliğini maksimum yapacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle bu çalışmada, aşındırıcı su jeti kesme makinesi ile Afyon Beyaz ticari isimli hakiki mermerin kesiminde optimum işlem parametrelerinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla 400, 600, 800, 1000, 1500, 2000 mm/dak püskürtme memesi yanal hızında ve 90, 120, 180, 230, 300 ve 360 MPa pompa basıncında aşındırıcı su jeti kesme makinesi ile kesimler gerçekleştirilmiştir. Yapılan kesimlerin her birinde kesme derinlikleri ölçülmüştür. Elde edilen tüm sonuçlar “Design Expert 7.0” istatistik programı ile analiz edilmiş ve sonuçta Afyon Beyaz ticari isimli hakiki mermer için optimum çalışma koşulları belirlenmiştir.

ABSTRACT: Abrasive water jet cutting method has been used for many years because of its precision, cool cutting system and doesn't causing any harm to the environment and the material to be cut. Cutting process in this method is performed by spraying the water having high pressure and speed on the surface of the material. One of the most important performance parameters in abrasive water jet cutting is the depth of cut. Operating parameters such as nozzle traverse velocity and pump pressure have to be determined in the manner that depth of cut reaches maximum value. Therefore, in this study, optimum operating parameters are aimed to determine for abrasive water jet cutting of a real marble named as Afyon White commercially. For this purpose, abrasive water jet cutting operations were performed at 400, 600, 800, 1000, 1500, 2000 mm/min nozzle traverse velocity and at 90, 120, 180, 230, 300 and 360 MPa pump pressure. Cutting depth was measured in each of the cutting application. All the results obtained in the cutting applications were analyzed with statistical software “Design Expert 7.0”, and optimum operating conditions for Afyon White marble were determined.

1 GİRİŞ

Su jeti terimi çok yüksek hızlardaki su huzmesini ifade etmektedir. Su jetleri, çok yüksek basınçlara yükseltilen (300-400 MPa) suyun elmas, safir vb. gibi özel malzemelerden yapılmış dar bir aralıktan geçirilmesi ile elde edilmektedirler. Su jetinin,

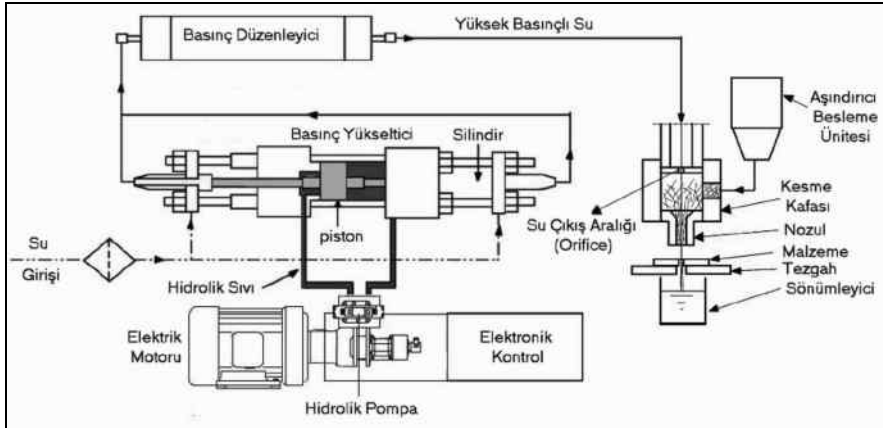
uygulandığı malzeme içerisine nüfuz ederek bileşenlerini aşındırıp uzaklaştırmasıyla da kesme işlemi gerçekleşmektedir (Geren, 2001). Suyun aşındırma etkisinin yetersiz kaldığı durumları aşmak, sertliği ve dayanımı yüksek malzemelerin kesimini sağlamak için su jetine aşındırıcı ilavesi yapılmış ve aşındırıcı su jeti oluşturulmuştur.

Aşındırıcı su jetinde asıl kesme işlemi aşındırıcı tanelerin erozyon etkisiyle gerçekleştirilmektedir.

Çeşitli araştırmacılar saf su jetini sürekli ve kesikli olarak kullanarak kayalarda kesme çalışmaları yapmışlar ve kesme işlemini etkileyen parametreler arasında ilişkiler kurmaya çalışmışlardır (Brook & Summers 1969, Cooley 1972, Moodie & Taylor 1974, Crow 1973, Hashish & Plesis 1978, Chermesky 1976, Bortolussi et al. 1988, Hagan 1992). Kömürün saf su jetiyle kesilmesi konusunda laboratuvar ve pilot çapta Nikonov & Goldin (1972), Summers & Peters (1974), Summers & Mazuriewicz (1976), Moodie (1976) ve Heincker et al. (1976) araştırma yapan kişiler olarak öne çıkmaktadır. Çeşitli araştırmacılar da aşındırıcı katkılı su jetleri ile kayalarda kesme ve kazı çalışmaları

gerçekleştirmişlerdir (Iihoshi et al. 1986, Bortolussi et al. 1988, Yazıcı 1989, Lauand et al. 2000, Xiaohong et al. 2000, Miranda & Quintino 2005).

Tipik bir aşındırıcı su jeti kesme sistemi beş temel kısımdan oluşmaktadır (Şek. 1): 4000 bara varan basınçta su teminini sağlayan yüksek basınç pompası, su jetinin oluşturulmasını su jeti ile aşındırıcının karıştırılması ve aşındırıcı su jetinin oluşturulmasını sağlayan kesme kafası, aşındırıcının kesme kafasına ulaştırılmasını sağlayan aşındırıcı besleme ünitesi, kesme kafasına istenen hareketi sağlayan bilgisayarlı kontrol ünitesi ve su jetinin kesme işleminden sonraki kalıntı enerjisini kontrol altına almayı sağlayan sönümleme ünitesi (Simpson 1990, Külekci 2002).



Şekil 1. Aşındırıcı su jeti kesme sisteminin genel yapısı

Aşındırıcı su jeti kesme sistemi, neredeyse her tür malzemenin minimum fireyle, değişik şekillerde, çapak ve/veya deformasyon oluşturmada kesimine imkan vermesinden dolayı endüstrinin birçok dalında kullanılmaktadır (Hashish 1983, 1996, Hassan & Kosmol 2001).

Aşındırıcı su jeti kesme sisteminin uygulama alanlarından biri mermer plakalarının dekoratif amaçla değişik şekillerde kesilmesi işlemidir. Su jetinin ilk kullanım alanlarından birini madencilik ve kazı işlemleri oluşturmuş ve bu alanda birçok araştırma yapılmış olsa da, özellikle düzlemsel aşındırıcı su jeti ile kayalar türü malzemelerin kesilmesi konusunda yapılan çalışmalar oldukça sınırlıdır. Summers (1982, 1985, 1992) kayaların su jeti ile delinmesi ve kesilmesi konularında

birçok çalışma yapmıştır. Momber ve Kovacevic (1997) su, çimento ve agrega karışımları ile kayalar benzeri malzemeler oluşturmuş ve bu malzemelerin çeşitli özellikleri ile su jeti ile kesme parametrelerini incelemiştir. Lauand vd. (2000) ise mermer ve granitte aşındırıcı su jeti kesme uygulamasını incelemiştir.

Aşındırıcı su jeti ile kesmede en önemli performans parametrelerinden bir tanesi kesme derinliğidir. İşlem parametrelerinden olan kesme hızı ve pompa basıncının kesilen malzemenin özelliklerine bağlı olarak, kesme derinliğini maksimum yapacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Bu nedenle bu çalışmada, aşındırıcı su jeti kesme makinesi ile "Afyon Beyaz" ticari isimli hakiki mermerin kesiminde optimum işlem parametrelerinin belirlenmesi amaçlanmıştır.

2 ÇALIŞMA METODOLOJİSİ

Aşındırıcı su jeti ile kesmede en önemli performans parametrelerinden bir tanesi kesme derinliğidir. İşlem parametrelerinden olan kesme hızı ve pompa basıncının kesilen malzemenin özelliklerine bağlı olarak, kesme derinliğini maksimum yapacak şekilde belirlenmesi değişmektedir. Bu nedenle bu çalışmada, aşındırıcı su jeti kesme makinesi ile Afyon Beyaz ticari isimli hakiki mermerin kesiminde optimum işlem parametrelerinin belirlenmesi amaçlanmıştır.

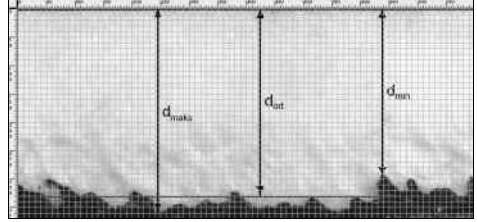
Bu amaçla, 400, 600, 800, 1000, 1500, 2000 mm/dak püskürtme memesi yanal hızlarında ve 90, 120, 180, 230, 300 ve 360 MPa pompa basınçlarında aşındırıcı su jeti kesme makinesi ile kesimler gerçekleştirilmiştir. Yapılan kesimlerin her birinde kesme derinlikleri ölçülmüştür. Çalışmada kullanılan aşındırıcı su jeti kesme makinesi Şekil 2’de verilmiştir.



Şekil 2. Çalışmada kullanılan aşındırıcı su jeti kesme makinesi.

Kesme uygulamalarında jetin kayada ulaştığı derinliği tespit edebilmek için farklı yöntemler denenmiş fakat kesme yarığının çok dar olmasından dolayı dışarıdan bir aletle ölçmek mümkün olmamıştır. Kesme derinliğini ölçmek için örnekler kesim yapılan yarıktan bir kamayla ayrılarak jetin doğal taş içerisinde nüfuz ettiği derinlik görünür bir şekilde ortaya çıkarılmıştır. Daha sonra kesim yapılan örneğin kesim yüzeyleri bir tarayıcı yardımıyla taranmış ve bilgisayara aktarılmıştır.

Bilgisayara aktarılan görüntü bir resim işleme programı yardımıyla ölçekli bir zemin üzerine yerleştirildikten sonra, derinlik profili sayısal hale getirilerek ortalama kesme derinliği hesaplanmıştır (Şek. 3).



Şekil 3. Afyon Beyaz mermeri yüzeyinde kesme derinliğinin ölçümü.

Bu çalışmadaki kesme deneylerinde, “Afyon Beyaz” ticari ismi ile anılan mermer (doğal taş) kullanılmış ve bu doğal taşın fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesinde ISRM (1981) tarafından önerilen yöntemler kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1. “Afyon Beyaz” ticari ismi ile anılan hakiki mermerin ait bazı fiziksel ve mekanik özellikler

Birim Hacim Ağırlık (gr/cm ³)	Su Emme Kapasitesi (W/W) (%)	Gözeneklilik (%)	Shore Sertliği	Tek Eksenli Basma Dayanımı (MPa)	Çekme Dayanımı (MPa)
2.70	0.05	0.15	59	85.77	6.22

2.1 İstatistiksel Değerlendirmeler

Bu çalışma kapsamında verilerin analizi ve Afyon beyaz mermer numunesi için püskürtme memesi yanal hızı ve pompa basıncının optimum noktalarını belirlemek amacıyla özel bir istatistiksel program olan “Design Expert 7.0” kullanılmıştır.

2.1.1 Design Expert 7.0 Programının Tanıtılması

“Design Expert 7.0”, deneysel optimizasyon işlemleri için geliştirilmiş, deneylerin etkin bir biçimde farklı yöntemlere göre en uygun şekilde tasarımı yapabilen ve yaygın olarak kullanılan bir programdır. Belirlenen tasarıma göre deneyler yapıldıktan ve elde edilen sonuçlar programa

girildikten sonra bağımlı değişkenler için (yanıtlar) en uygun model eşitlikler türetmekte ve türetilen eşitlikler yardımıyla optimum noktaların belirlenmesi işlemini yapabilmektedir. Optimum çalışma noktaları ve bu noktalarda yapılacak deneyler sonucunda elde edilmesi mümkün olan tahmini sonuçların (yanıtlar) görüntülenmesi bu programın çıktıları arasındadır.

2.1.1 Tasarım Özetinin Oluşturulması

İstatistiksel analizlere geçmeden önce faktörler ve yanıtlarla ilgili her bir değişkene ilişkin özellikleri yansıtan bilgiler analiz edilmiştir. Bu bilgiler değişkenlere ilişkin dağılımları betimlemek için

ortalama ve standart sapma gibi bilgilerden ve ayrıca modelleme çalışmalarında kullanılacak yöntem ve modellerin tanımlanmasından oluşmaktadır. Bu çalışmada kullanılan tasarım özellikleri Çizelge 2’de, faktör ve yanıtlarla ilgili betimsel (tanımlayıcı) istatistikî bilgiler ise sırasıyla Çizelge 3 ve 4’de verilmiştir.

Çizelge 2. Çalışmada kullanılan istatistiksel tasarım özellikleri.

Çalışma tipi	Faktöriyel
Başlangıç Tasarım	D-optimal, Nokta değişimi
Tasarım Modeli	2FI
Deney Sayısı	36

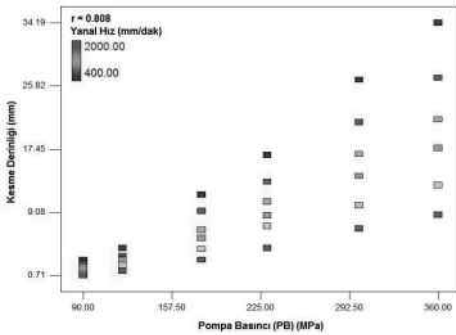
Çizelge 3. Faktörlere ait tanımlayıcı istatistiksel bilgiler.

Faktör Adı	Birim	Tipi	Minumum	Maksimum	Ortalama	Std. Sapma
Pompa Basıncı (PB)	MPa	Sayısal	90.00	360.00	213.333	95.161
Yanal Hız (YH)	mm/dak	Sayısal	400.00	2000.00	1050.000	546.961

Çizelge 4. Yanıtlara ait tanımlayıcı istatistiksel bilgiler.

Adı	Birimi	Veri Sayısı	Analiz	Min.	Maks.	Ort.	Std. Sapma
Kesme Derinliği (KD)	mm	36	Polinomial	0.71	34.19	9.54	8.31

Tanımlayıcı istatistiklere ilaveten kesme derinliği ile pompa basıncı arasındaki ilişki farklı püskürtme memesi yanal hızı değerlerinde incelenmiş ve elde edilen sonuçlar Şekil 4’de verilmiştir.



Şekil 4. Farklı püskürtme memesi yanal hızlarında kesme derinliği ile pompa basıncı arasındaki ilişkiler.

Bu çalışmanın çıktılarını tahmin etmek için basit veya çoklu regresyon modelleri kullanılmıştır. Regresyon analizi için kurulan model, bağımlı (açıklanan) değişken ve bağımsız (açıklayan) değişkenleri içeren bir modeldir. Böyle bir modelde; bağımlı değişkendeki değişim, bağımsız

değişkenler ile açıklanmaya çalışılır. Belirtme katsayısı (r^2) olarak bilinen bağımsız değişkenlerin bağımlı değişkeni açıklama oranı ise modeldeki açıklama miktarının açıklanamayan miktara olan oranıdır. Regresyon katsayısı ise, ilgili bağımsız değişkendeki bir birimlik artışın bağımlı değişkende yaratacağı değişim miktarıdır. Basit veya çoklu regresyon modellerinin kurulmasında ilk aşama katsayıların belirlenmesi, daha sonra, model geçerliliğinin varyans analizi ile istatistikî testidir. Buradaki varyans analizinden kastedilen, modeldeki değişimi (toplam varyansın) bileşenlerine ayrılması suretiyle değişimin kaynaklarının araştırılmasıdır. Buradan elde edilen sonuçların sergilendiği tablolara ANOVA (Varyans Analizi) tabloları adı verilmektedir. Burada her bir değişim kaynağı serbestlik dereceleri ile beraber F istatistiğinin ihtiyaç duyduğu değerler yer almaktadır. ANOVA tablolarındaki amaçlardan birisi bileşenlere ilişkin varyansları ve her iki varyansın oranı olan F değerini belirlemektir. Tablolardaki kareler ortalaması, ait olduğu bileşenin varyansını vermektedir. Tablolardan elde edilen F değeri genel modelin geçerliliği için test edilecek değerdir. Regresyon analizinde ve diğer modellerde F değeri ve ANOVA sonuçları, kurulan

modelin geçerliliğini yani sistemi temsil edebilirliğini göstermektedir.

2.1.3 Kesme Derinliği İlgili İstatistiksel Değerlendirmeler

Püskürtme memesi yanal hızı ve pompa basıncı kullanılarak kesme derinliğinin tahmin edilmesi amacıyla çoklu regresyon analizi yapılmış ve kesme derinliği model eşitliği elde edilmiştir. Yapılan analizlerde istatistiksel olarak en yüksek anlamlılığa sahip kübik model, kesme derinliğinin tahmin edilmesi için en uygun model olarak seçilmiştir (Çizelge 5). Kurulan modelin (kübik model) geçerliliği ise varyans analizi ile test edilmiştir. Elde edilen sonuçlar sırasıyla Çizelge 6 ve 7’de verilmiştir.

Çizelge 5. Kesme derinliğine ait istatistiksel analiz sonuçları.

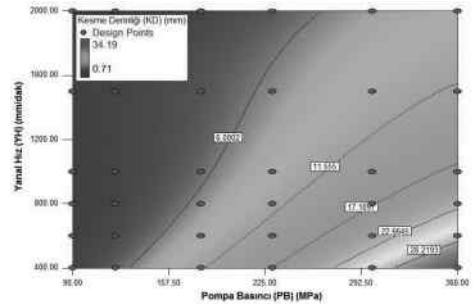
Kaynak	Düzeltilmiş R ²	Tahmini R ²	R ²	
Lineer	0.8550	0.8462	0.8135	
2Fİ	0.9604	0.9567	0.9437	
Kuadratik	0.9820	0.9790	0.9703	
Kübik	0.9977	0.9968	0.9949	Anlamlı

Çizelge 6. Kesme derinliğine ait çoklu regresyon analizi sonuçları.

Faktör	Katsayı Kestirimi	Serbestlik Derecesi	Standard Hata
Sabit	7.39	1	0.17
Pompa Basıncı (PB)	7.85	1	0.38
Yanal Hız (YH)	-3.69	1	0.37
(PB)(YH)	-5.68	1	0.16
(PB) ²	0.93	1	0.21
(YH) ²	3.12	1	0.21
(PB) ² (YH)	-0.75	1	0.29
(PB)(YH) ²	3.19	1	0.29
(PB) ³	-1.18	1	0.40
(YH) ³	-2.37	1	0.38

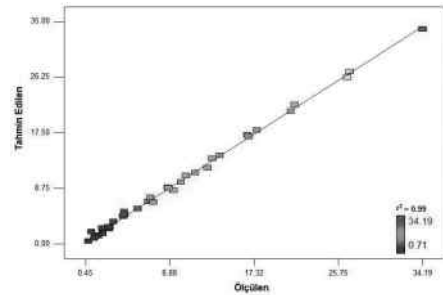
Çizelge 6'da verilen regresyon katsayılarına bağlı olarak kurulan model 99% ($\alpha=0.01$) güvenirlik seviyesinde ($*P=0.0001<\alpha=0.01$) istatistiki olarak anlamlıdır. Geliştirilen modelin tahmin grafiği Şekil 5'te verilmiştir. Çizelge 6'ya göre kurulan kübik modelin formülü ise aşağıdaki gibidir;

$$\begin{aligned} \text{Kesme Derinliği (KD)} = & 7.39 + 7.85(\text{PB}) - \\ & 3.69(\text{YH}) - 5.68(\text{PB})(\text{YH}) + 0.93(\text{PB})^2 + 3.12(\text{YH})^2 \\ & - 0.75(\text{PB})^2(\text{YH}) + 3.19(\text{PB})(\text{YH})^2 - 1.18(\text{PB})^3 - \\ & 2.37(\text{YH})^3 \end{aligned}$$



Şekil 5. Kesme derinliği için geliştirilen modelin tahmin grafiği.

Bir regresyon modelinin istatistikî olarak anlamlı olup olmadığını varyans analizi yöntemiyle test etmek olanaklıdır. Bununla birlikte aynı amaca hizmet eden değişik yaklaşımlarda söz konusudur. Bunlardan birisi de deneysel çalışmalardan elde edilen ölçüm sonuçları ile modelden elde edilen sonuçlar arasındaki saçılım grafiğine bakmaktır. Bu amaçla birim aşınma için elde edilen grafik Şekil 6'da verilmiştir. Şekil 6 incelendiğinde modelden elde edilen sonuçların ölçüm sonuçlarını oldukça iyi bir şekilde yansıttığı görülmektedir.



Şekil 6. Kesme derinliği için tahmin edilen-ölçülen değerler arasındaki ilişki.

2.1.4 Optimizasyon

Bu çalışmanın temel amacı Afyon Beyaz mermer numunesinin su jeti ile kesiminde kesme derinliğini maksimum yapacak optimum kesme hızı ve pompa basıncı değerlerinin belirlenmesidir. Bu amaçla yine yukarıda açtıkları “Design Expert 7.0” programı kullanılmıştır.

Burada öncelikle tasarım sınırlamaları tanımlanmıştır. Afyon Beyaz doğal taş numunesi için optimum noktaların belirlenmesinde kullanılan tasarım sınırlamaları Çizelge 7’de verilmiştir.

belirlenen optimum noktalar Çizelge 8’de verilmiştir.

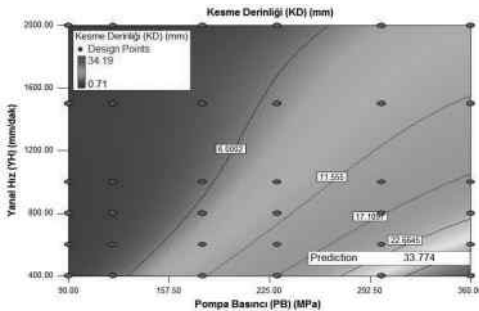
Çizelge 7. Afyon Beyaz mermer numunesi için optimum noktaların belirlenmesinde kullanılan tasarım sınırlamaları

Adı	Hedef	Alt Limit	Üst Limit	Önemlilik
Pompa Basıncı	Aralıkta	90	360	3
Püskürtme Memesi Yanal Hızı	Aralıkta	400	2000	3
Kesme Derinliği	Minumum	0.71	34.19	5

Çizelge 8. Afyon Beyaz mermer numunesi için optimum çalışma koşulları.

Pompa Basıncı (MPa)	Püskürtme Memesi Yanal Hızı (mm/dak)	Kesme Derinliği (mm)	Arzu Edilebilirlik Düzeyi
360.00	400.00	33.774	0.988

Çalışmanın son aşamasında yapılan istatistiksel analizler sonucunda elde edilen model eşitlikler kullanılarak, kesme derinliğine göre kesilebilirlik abağı oluşturulmuştur. Bu abak üzerinde optimum kesim koşulunda oluşacak tahmini püskürtme memesi yanal hızı ve pompa basıncı değerleri de gösterilmiştir. Kesme derinliğine göre hazırlanmış kesilebilirlik abağı Şekil 7’de verilmiştir.



Şekil 7. Kesme derinliğine göre optimum koşulları içeren kesilebilirlik abağı.

4 SONUÇ VE ÖNERİLER

Ülkemizde madencilik açısından lokomotif bir görev üstlenen doğal taş sektöründe kaynakların verimli bir biçimde kullanılması, hem ülke ekonomisi hem de doğal kaynakların ziyanı olmaması açısından önemli bir konudur. Bu yüzden, doğal taş üretimi sırasında kullanılan yöntem ve makinelerin verimli kullanımı çok önemlidir. Bu nedenle bu çalışmada, aşındırıcı su jeti kesme makinesi ile “Afyon Beyaz” ticari isimli

hakiki mermerin kesiminde optimum işlem parametrelerinin özel bir istatistiksel program kullanılarak (Design Expert 7.0) tespit edilmiştir. Sonuçta, 360 MPa pompa basıncında ve 400 mm/dak püskürtme memesi yanal hızının Afyon Beyaz mermer numunesi için optimum kesme koşulları olduğu belirlenmiştir.

Bu çalışma sonucu hazırlanan kesme derinliği için geliştirilen modelin tahmin grafiği kullanılarak farklı koşullarda (farklı pompa basıncı ve yanal hız) yapılacak olan aşındırıcılı su jeti ile kesimlerde elde edilebilecek kesme derinliği değerleri önceden kestirilebilecektir. Ancak bu çalışmanın kesme yüzeylerinin pürüzlülüklerini de hesapla katacak şekilde geliştirilmesi önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- Bortolussi, A., Yazıcı, S. and Summers, D.A., 1988. The use of waterjets in cutting granite, 9th International Symposium on Jet Cutting Technology Sendai, Japan, E3.
- Brook, N. and Summers, D.A., 1969. The penetration of rock by high speed water jets, *Int. J. of Rock Mech. And Min. Sci.*, 6, 249-258.
- Chermensky, G.P., 1976. Breaking coal and rock with pulsed water jets, *Proc. 3rd. Int. Symp. on Jet Cut. Tech.*, Chicago, D4.
- Cooley, W.C., 1972. Rock breakage by pulsed high pressure water jets, *Proc. 1st Symp. on Jet Cut. Tech.*, Coventry, B7.
- Crow, S.C., 1973. A theory of hydraulic rock cutting., *Int. J. of Rock Mech. And Min. Sci.*, Vol 10, 567-584.
- Geren, N. ve Tunç, T., 2001. Yapısal farklılıklar içeren su jeti kesme sistemlerinin en uygununun belirlenmesi, *Mühendis ve Makine*, Sayı 500, Cilt 42, 42-49.
- Hagan PC., 1992. The Cuttability of rock using a high pressure water jet, *Paper presented at: Proceedings of the Western Australia Conference on Mining Geomechanics; Curtin University: Kalgoorlie*, 399-412.

- Hashish, M. and Plessis, M.P., 1978. The application of a generalized jet cutting equation, Proc. 4th Int. Symp. on Jet Cut. Tech., Canterbury, B1.
- Hashish M., 1983. Experimental Studies of Cutting with Abrasive Waterjets, Proceedings of Second U.S. Water Jet Conference, University of Missouri Rolla, Rolla, Missouri, 402-416.
- Hashish M., Steele D.E. and Bothell D.H., 1996. Machining with super-pressure (690MPa) waterjets, International Journal of Machine Tools and Manufacture, 37, 4, 465-479.
- Hassan A. I., and Kosmol J., 2001, Dynamic Elastic-Plastic Analysis of 3D Deformation in Abrasive Waterjet Machining, Journal of Materials Processing Technology, Vol. 113, 337-341.
- ISRM, 1981. Rock Characterisation, Testing and Monitoring, ISRM Suggested Methods, 211.
- Pergamon, OxfordSummers D.A., 1982. Mechanism and Some Parameters Controlling the Water jet Cutting of Rock , Proceedings of 23rd Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, AIME, 1982, 531-541.
- Summers D.A., 1985. Review of Waterjet Excavation Research, Research and Engineering Applications in Rock Masses, 2, 895-903.
- Summers D. A., 1992. Application of High Pressure Waterjets to Mining, Mining Engineering, 152, 45-51.
- Heincker, W.R., Eck, R.S., Summers, D.A. and Lehnhoff, F., 1976. A hydraulic longwall mining design concept for the future, World Coal, 23-26.
- Küleççi, M.K., 2002. Processes and apparatus developments in industrial waterjet applications, International Journal of Machine Tools and Manufacture, 44, 1297-1306.
- Lauand, C.T., Martin, G.R., Hennies, W.T. and Ciccu, R., 2000. Rock technological parameters useful to water jet cutting systems, Mine Planning and Equipment Selection, Panagiotou & Michalakopoulos, Balkema, Rotterdam, 625-630.
- Iihoshi, S., Nakao, K., and Torii, K., 1986. Preliminary study on abrasive waterjet assist roadheader, In: Saunders, D., (ed) 1986, Proc. 8th Int. Symp. Jet Cutting Techn., BHRA Fluid Engng, Cranfield, 71-77.
- Miranda R.M. and Quintino L., 2005. Microstructural study of material removal mechanisms observed in abrasive waterjet cutting of calcareous stones, Materials Characterization, 54 (2005), 370– 377.
- Momber AW and Kovacevic R., 1997. Test parameter analysis in abrasive water jet cutting of rocklike materials, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, 34 (1), 17-25.
- Moodie, K., 1976. Coal Ploughing Assisted with high-pressure water jets, Proc. 3rd Int. Symp. on Jet Cut. Tech., Chicago, D6.
- Moodie, K. and Taylor, G., 1974, The fracturing of rocks by pulsed water jets, Proc. 2nd Int. Symp. on Jet Cut. Tech., Cambridge, H7.
- Nikonov, G.P. and Goldin, Y.A., 1972. Coal and rock penetration by fine continuous high pressure water jets, Proc. 1st Int. Symp. on Jet Cut. Tech., Coventry, E2.
- Simpson, M., 1990. Abrasive particle study in high pressure waterjet cutting, International Journal of Water Jet Technology 1, 17–28.
- Summers, D.A. and Mazurkiewicz, M., 1976. The effect of jet traverse velocity on the cutting of coal and jet structure, Proc. 3rd Int. Symp. on Jet Cut. Tech., Chicago, D5.
- Summers, D.A. & Peters, J.F., 1974. Preliminary experimentation on coal cutting in the pressure range 35 to 200 MN/m², Proc. 2nd Int. Symp. on Jet Cut. Tech., Cambridge, H7.
- Xiaohong, L., Jiansheng, W., Yiyu, L., Lin, Y., Huiming, K. and Jiajun, S., 2000. Experimental investigation of hard rock cutting with collimated abrasive water jets, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 37, 1143-1148.

Mermer nihai ürünlerinin kullanım alanlarındaki performanslarının belirlenmesi için yeni bir çarpma dayanımı deney yöntemi

A new impact resistance test method for determining performance of marble finished products in their areas of use

G. Sarıışık

Afyon Kocatepe Üniversitesi, İncehisar Meslek Yüksekokulu, İncehisar/Afyonkarahisar

ÖZET: Bu çalışma, inşaat sektöründe kullanılan mermer nihai ürünlerin kullanım alanlarındaki performanslarının belirlenmesi için yeni bir deney yöntemi olan çarpma dayanımı deneyi ile yapılan bir araştırmayı kapsamaktadır. Yaygın oluşumlarına göre sınıflandırılmış olan 5 farklı tür mermerlerin, bir seri karakterizasyon (mineralojik ve petrografik özellikleri, kimyasal özellikleri, fiziksel ve mekanik özellikleri) deneyleri yapılmıştır. Daha sonra değişik boyutlarda nihai ürün olarak kullanılan mermerlerin çarpma dayanım özelliklerine yönelik deneysel çalışmalar yapılmıştır. Mermerlerin fiziksel ve mekanik özellikleri ile çarpma dayanımı özellikleri arasındaki ilişkiyi belirlemek için istatistiksel analiz yapılmıştır. Mermer plakalarının istatistiksel analiz sonucunda çarpma işlemi sayısı ve çarpma dayanımı değerlerine göre kırılma potansiyeli sınıflaması tespit edilmiştir. Mermerlerin TS EN standartları ve belirlenen istatistiksel analiz sonuçları dikkate alınarak, fiziksel ve mekanik özellikleri ve çarpma dayanımlarına bağlı olarak sınıflandırılmış, kullanım alanlarındaki performansları belirlenmiştir.

ABSTRACT: This study includes the performances of marble finished products, in accordance with their applications in the construction sector, using a new experimental impact resistance test. Five different kinds of marbles, which were categorized according to their occurrences, were subjected to a range of characterization tests (mineralogical and petrographical characteristics, chemical properties, physical and mechanical properties). Then their impact resistance characteristics were determined. Statistical analysis was carried out to determine the relationship between physical and mechanical properties of the marbles and their impact resistance characteristics. The breaking potential of the marbles were categorized based on the number of impacts and impact resistance values. The performances of the marble types in the areas of their use were determined by taking into consideration the Turkish Standards Institution (TS EN) guidance and statistical analysis results, and classifying the marbles based on their physical and mechanical properties and impact resistances.

1 GİRİŞ

Günümüzde yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan doğal taşların, belirli bir standardizasyonu sağlaması ve kalite kontrol yöntemlerinin geliştirilmesine bağlı olarak kullanım alanlarına göre sınıflandırılması gerekmektedir (Şentürk vd. 1996, Sarıışık 1998, Sarıışık vd. 2007). Doğal taşların kullanım yerlerini belirlemede ve kullanım alanlarına ebat olarak uygun olup olmadıklarını saptamada, kalite kontrol etkin rol oynar (Şentürk vd. 1996, Sarıışık 1998, Kulaksız 2007, Sarıışık & Sarıışık 2010, Sarıışık vd. 2010a). Ocakta üretilen doğal taş bloklarından son ürün olarak üretilen levha, plaka, fayanslara kadar belirli aşamalarda yapılan kalite kontrolleri ile kullanım alanlarına

uygun olup olmadıklarını belirlemek mümkün olmaktadır (Onargan vd. 2005). Piyasaya sunulan doğal taş nihai ürünlerin iç ve dış mekânlarda, zemin döşeme ve kaplaması olarak kullanımında çarpmaya karşı dayanıklılığının da belirlenmesi gerekmektedir. Nihai ürünlerin zemin döşeme ve kaplamalarda kullanımında kırılma riskini en aza indirmek için uygun doğal taş plaka kalınlıklarının belirlenmesi gerekmektedir.

Literatür çalışmalarına bakıldığında mermerlerin, fiziko-mekanik özellikleri, çevre etkileşim özelliklerini dikkate alarak kullanım alanları ve sınıflandırması ile ilgili birçok çalışma yapılmıştır (Singh et al. 1999, Rodriquez et al. 2002, Benavente et al. 2004, Sharma et al. 2007, Sarıışık 2007, Sarıışık vd. 2008, 2010b, 2011).

İncelenen literatürler de, mermer nihai ürünlere yönelik özellikle çarpma dayanımı ile ilgili herhangi bir çalışmaya rastlanılmamıştır. Sadece seramik sektöründe TS EN ISO 10545-5 standardına göre seramik ürünlerine çarpma dayanımı analizi yapılmaktadır.

Bu araştırmada, inşaat sektöründe, özellikle zemin döşeme ve kaplaması olarak kullanılan metamorfik kayalar seçilmiştir. Metamorfik kayaç olan gerçek mermerlerden 5 adet farklı mermer incelemek için tercih edilmiştir. Mermer nihai ürünlerin çarpma dayanımının belirlenmesi amacıyla, çarpma dayanımı test cihazı kullanılmıştır. Çarpma dayanımı düşük olan mermer plakaların kalınlıkları daha dikkatli seçilerek, mermerin üzerine ağır cisim düşebilecek alanlarda kırılma riskini en aza indirmek hedeflenmiştir. Kullanılan mermer plakaların doğal desenleri, sanatsal ve görsel özelliklerinin insanlara sunulmasının yanı sıra, çarpma dayanımı analiz sonuçlarına göre inşaat sektöründe uygulanması ve kullanılması ile bu çalışmanın hedefine ulaşacağı beklenilmektedir.

2 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

2.1 Karakterizasyon testleri

Çarpma dayanımı deneyinde 200x200x20 mm, 200x200x30 mm ve 200x200x40 mm boyutlarında mermer plakaları kullanılmıştır. Çizelge 1’de mermerlerin ticari isimleri, numune kodları ve numune boyutları verilmiştir. Çalışma kapsamında toplamda 90 numune (5’şer adet farklı mermer x 6 adet numune x 3 plaka boyutu) üzerinde çarpma dayanımı testi yapılmıştır.

Çizelge 1. Deneyde kullanılan mermerlerin ticari ismi, kodu ve boyutu.

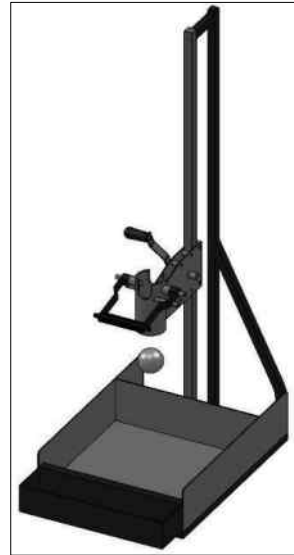
Mermerlerin Ticari İsimleri	Numune Kodu	Yüzey İşleme Metodu	Plaka Kodu	Plaka Boyutu (mm)
Blue King	M1	Cilalı	P1	200 × 200 × 20
Kütahya Mermer	M2		P2	200 × 200 × 30
Afyon Menekşe	M3		P3	200 × 200 × 40
Afyon Şeker	M4			
Dolomit	M5			

Bu çalışmada Afyonkarahisar/İscehisar’da faaliyet gösteren firmaların ocağından temin edilmiş olan mermer numuneler kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan numuneler ocaktan alınan bloklardan hazırlanmıştır. Mermerlerin kimyasal analizleri

ACME Analitik Laboratuvarında (Kanada) XRF (ICP-ES) yöntemi ve İndüktif birleşik plazma-kütle spektrometre cihazıyla yaptırılmıştır. Mermer numunelerinin mineralojik ve petrografik analizleri Maden Tetkik Arama (MTA) Mineralojik-Petrografik Analizi Laboratuvarı’nda yapılmıştır. Mermer numunelerinin fiziksel ve mekanik özelliklerinden özgül ağırlık ve porozite testi TS EN 1936 standardına göre, su emme testi TS EN 13755 standardına göre, basınç dayanımı testi TS EN 1926 standardına göre ve eğilme dayanımı testi TS EN 13161 standardına göre Afyon Kocatepe Üniversitesi Maden Mühendisliği bölüm laboratuvarlarında yapılmıştır. Mermer numunelerin boyutları 70.0x70.0x70.0 mm ve 30.0x50.0x180.0 mm olup, deneyler en az ortalama 6 adet numunede yapılmıştır.

2.2 Çarpma Dayanımı Testi

Doğal taş sektörü için tasarlanan çarpma dayanımı deneyi test cihazı, seramik sektöründe kullanılan çarpma dayanımı deney düzeneğinden yararlanılarak, mermer plakaları test etmek için tasarlanmıştır. Çarpma dayanımı deneyi test cihazı, 1046 gr ağırlığında çelik bir bilye, bunu tutan yükseklik ayarlı bir bilye yatağı, özel olarak yapılmış ve zemini kum ile doldurulmuş özel bir düzenekten oluşmaktadır (Şek. 1).



Şekil 1. Çarpma dayanımı deneyi test cihazı.

Çarpma dayanımı deneyinde çelik bilye 0-100 cm yükseklik arasından, kum zeminde yerleştirilmiş

olarak bulunan P1, P2 ve P3 boyutunda mermer plakanın üzerine bırakılmaktadır. Deneyde çelik bilye mermer plaka kırılıncaya kadar düşürülmeye devam edilmektedir. Maksimum aynı yükseklikte 6 defa çarpma işlemi yapılır, eğer numune kırılmıyorsa yükseklik artırılır (Şek. 2).



Şekil 2. Çarpma dayanımı deneyi test cihazında mermer numunelerinin testi.

Sonuçların gösterilmesinde mermerlerin çarpma dayanımının aşağıdaki bağıntılardan yararlanılarak hesaplanması öngörülmüştür.

Toplam çarpma işinin hesaplanması ile:

$$\zeta = \frac{W}{V} \quad (1)$$

Burada;

Ç: Doğaltaşın çarpma dayanımı, (N/mm²),

W: Toplam darbe işi, (N x mm),

V: Deney numunesinin hacmi, (mm³)'dir.

$$W = W_1 + W_2 + \dots W_n \\ = G.h_1 + G.h_2 + \dots G.h_n \quad (2)$$

bağıntısı ile hesaplanacaktır.

Burada;

G: Çarpma dayanımı deney cihazının çelik bilye kütlesi, (N),

h₁, h₂, h_n: Çelik bilyenin düşme yükseklikleri, (mm)'dir.

Burada;

G= m.g

(3)

m: Çelik bilyenin ağırlığı, (kg)

g: Yerçekimi ivmesi, (mm/s²)'dir.

3 BULGULAR VE DEĞERLENDİRMELER

3.1 Karakterizasyon test sonuçları

İnşaat sektöründe yaygın olarak kullanılan metamorfik kökenli mermerlerin, bir seri karakterizasyon (mineralojik ve petrografik özellikleri, kimyasal özellikleri, fiziksel ve mekanik özellikleri) testleri yapılmıştır.

Çalışmada kullanılan mermerlerin oksit bileşiklerinin belirlenmesinde kimyasal özelliklerinden yararlanılmıştır. Bu çalışmada kullanılmak üzere dört tür mermer ve bir tür dolomitik mermer seçilmiştir. Buna göre kalsit kristallerinden oluşan 4 tür mermer % 53.37 – 55.59 oranında CaO, bu mermerlerin aksine M5 numunesi % 31.94 CaO, % 20.65 MgO içermektedir. Mermer numunelerinin kimyasal özellikleri Çizelge 2'de verilmiştir.

Çizelge 2. Mermer numunelerin kimyasal özellikleri.

Mineral Bileşim (%)	M1	M2	M3	M4	M5
CaO	55.59	4.16	3.37	5.08	1.94
MgO	0.11	0.81	0.75	0.33	20.65
K ₂ O	0.21	0.08	0.27	0.19	0.14
TiO ₂	0.01	0.02	0.03	0.01	-
P ₂ O ₅	0.04	0.03	0.03	0.02	0.13
MnO	-	0.04	0.04	-	-
SrO	0.01	0.03	0.02	0.01	0.02
SiO ₂	-	0.89	1.57	0.27	-
Al ₂ O ₃	-	0.27	0.57	0.03	-
Fe ₂ O ₃	-	0.19	0.29	0.19	-
KK ^a	44.04	3.6	43.06	43.87	-

KK^a: Kızdırma Kaybı

Bu çalışmada deney numunesi olarak kristalize mermer türleri seçilmiştir. Çalışmada kullanılan 4 tür mermer mineralojik bileşim olarak en az % 95 iri kalsit mineralinden oluşmaktadır. Beşinci numune olarak, bu mermerlerin aksine MgO (20.65 %) içeren, dolomitik mermer kullanılmıştır. Mermer numunelerinin mineralojik ve petrografik özellikleri Çizelge 3'te, fiziksel ve mekanik özellikleri ise Çizelge 4'te verilmiştir.

Çizelge 3. Mermer numunelerinin mineralojik ve petrografik özellikleri.

No	Petrografik İsim	Mineral Bileşimi	Oranı (%)	Dokusu, yapısı ve tane şekli
M1	Mermer	Kalsit	>95	Granoblastik dokulu iri kalsit minerallerinden oluşmuştur.
M2	Mermer	Kalsit	>95	Granoblastik dokulu iri kalsit minerallerinden oluşmuştur.
M3	Mermer	Kalsit	>95	Granoblastik dokulu iri kalsit minerallerinden oluşmuştur.
M4	Mermer	Kalsit	>95	Granoblastik dokulu iri kalsit minerallerinden oluşmuştur.
M5	Dolomitik-Mermer	Kalsit Dolomit	74.35 20.65	Granoblastik dokulu küçük kalsit ve dolomit minerallerinden oluşmuştur.

Çizelge 4. Mermer numunelerinin fiziksel ve mekanik özellikleri.

Fiziksel Mekanik Özellik	Birim	Numune Kodları				
		M1	M2	M3	M4	M5
ÖA	(kg/cm ³)	2690	2700	2070	2720	2810
SE	(%)	0.13	0.18	0.21	0.38	1.27
P	(%)	0.18	0.19	0.21	0.23	0.55
BD	(MPa)	59.8	71.85	74.45	77.63	149.2
ED	(MPa)	9.03	9.66	11.31	11.66	12.01

ÖA:Özgül Ağırlık, SE: Su Emme, P:Porozite, BD:Basınç Dayanımı ED:Eğilme Dayanımı

3.2 Mermerlerin çarpma dayanımı analizi

Çalışmada, zemin kaplamalarında tercih edilen P1, P2 ve P3 mermer plakalarının çarpma dayanımı değerleri istatistiksel olarak analiz edilmiştir. Mermer plakalarında 6 tane çarpma dayanımı değeri ile iki faktörlü varyans (ANOVA) analizi (5 mermer x 3 plaka boyutu) uygulanmıştır. Toplamda mermerlerde 90 adet veri kullanılmıştır. Mermer plakalarında çarpma dayanımı bakımından $p < 0.001$ anlamlılık düzeyinde plaka boyutları arasında istatistiksel olarak anlamlı fark vardır. Buna göre mermer plakalarının zemin kaplamalarında kullanımında plaka boyutlarının etkili olduğu görülmüştür (Çizelge 5).

İstatistiksel analiz sonucunda mermer nihai ürünlerin çarpma işlemi sayısı ve çarpma dayanımı değerlerine göre kırılma potansiyeli sınıflandırması Çizelge 6'da verilmiştir.

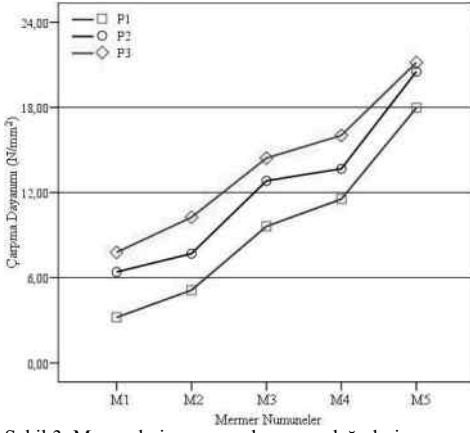
Çizelge 6. Mermer nihai ürünlerin kırılma potansiyelinin sınıflandırması.

Çarpma İşlemi Sayısı	Çarpma Dayanımı (N/mm ²)	Kırılma Potansiyeli
1-2	<6	Yüksek (Y)
3-4	6 to 12	Orta (O)
4-5	12 to 18	Düşük (D)
>6	>18	Çok Düşük (ÇD)

Mermer nihai ürünlerin plaka boyutlarına göre çarpma dayanımı değerleri Şekil 3'te verilmiştir. P1 boyutunda M1 numunesi çarpma dayanımı en düşük değerde olduğu görülmektedir. M1 numunesinin aritmetik ortalama değeri P1 boyutunda 3.21 N/mm²'dir. Buna göre kırılma riski en yüksek değerdedir. P3 boyutunda M5 numunesi çarpma dayanımı en yüksek değerde olduğu görülmektedir. M5 numunesinin aritmetik ortalama değeri P3 boyutunda 21.16 N/mm²'dir. Buna göre kırılma riski en düşük değerdedir. Mermer plakalarında P1 plaka boyutunda çarpma dayanımının en düşük, P3 plaka boyutunda en yüksek değerlere ulaştığı görülmektedir.

Çizelge 5. Mermerlerin plaka boyutuna göre çarpma dayanımının istatistiksel analizi.

Bağımlı Değişken	Bağımsız Değişken (I)	Bağımsız Değişken (J)	Bağımsız Değişken Farkı (I-J)	Standart Hata	Anlamlılık Düzeyi	95% Güven Aralığı	
						Alt Limit	Üst Limit
Çarpma Dayanımı	P1	P2	-2.7360*	0.09335	<0.001	-2.9588	-2.5132
		P3	-4.4420*	0.09335	<0.001	-4.6648	-4.2192
	P2	P1	2.7360*	0.09335	<0.001	-2.9588	2.9588
		P3	-1.7060*	0.09335	<0.001	-1.9288	-1.4832
	P3	P2	4.4420*	0.09335	<0.001	4.2192	-2.9588
		P1	1.7060*	0.09335	<0.001	1.4832	1.9288



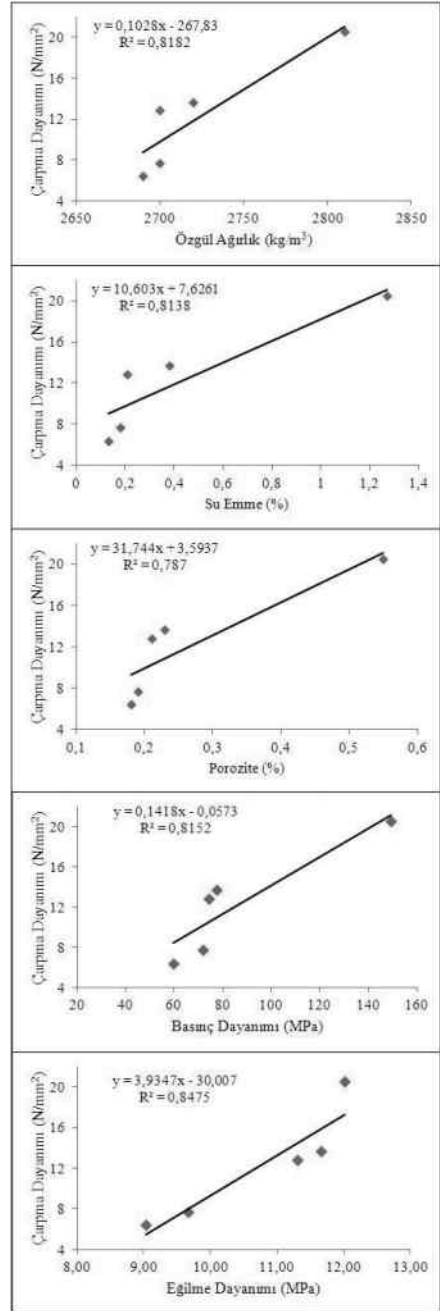
Şekil 3. Mermerlerin çarpma dayanımı değerleri.

3.3 Fiziksel ve mekanik özelliklerin çarpma dayanımına etkisi

Çalışmada mermer plakaların fiziksel özelliklerinden özgül ağırlık, porozite ve su emme mekanik özelliklerinden basınç dayanımı ve eğilme dayanımının çarpma dayanımına olan etkileri basit regresyon analizi ile incelenmiştir. Şekil 4’de çarpma dayanımı ile fiziksel ve mekanik özelliklerin arasında basit regresyon analizi modeli sonuçları verilmiştir. Bu değere göre çarpma dayanımı ile özgül ağırlık, porozite, su emme, basınç dayanımı ve eğilme dayanımı arasında doğrusal bir ilişki olduğu görülmektedir. Buna göre mermerlerde özgül ağırlık, porozite, su emme, basınç dayanımı ve eğilme dayanımı oranı arttıkça, çarpma dayanımında artmaktadır.

3.4 Mermer nihai ürünlerin fiziksel ve mekanik özellikleri ve çarpma dayanımı değerlerine göre sınıflandırması

Mermerlerin fiziksel ve mekanik özellikleri kullanım alanlarının belirlenmesinde önemli rol oynamaktadır. Bu amaçla mermerlerin TS EN standartlarına göre fiziksel ve mekanik özellikleri belirlenmiştir. Çizelge 7’de TS EN 1467 ve TS EN 1469 standardına göre döşeme ve kaplama malzemesi mermerlerin sahip olmaları gereken fiziksel ve mekanik özelliklerin sınır değerleri verilmiştir. Bu deneysel analizler sonucunda mermerlerin kullanım alanlarındaki performanslarının yüksek olduğu tespit edilmiştir. TS EN 1467/1469 standartlarına göre yapılarda iç ve dış mekânlarda döşeme ve kaplama malzemesi olarak kullanılması öngörülmüştür.



Şekil 4. Mermerlerde çarpma dayanımı ile fiziksel ve mekanik özellikler arasındaki basit regresyon modeli.

Çizelge 7. Mermerlerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin TS EN standartlarına göre karşılaştırılması.

Fiziksel ve Mekanik Özellikler	Birim	Numunelerin kodu					TS EN 1467 TS EN 1469 Standartlar
		M1	M2	M3	M4	M5	Sınır Değerler
Özgül Ağırlık	(kg/m ³)	2690	2700	2700	2720	2810	>2550
Su Emme	(%)	0,13	0,18	0,21	0,38	1,27	<1,75
Porozite	(%)	0,18	0,19	0,21	0,23	0,55	<2
Basınç Dayanımı	(MPa)	59,85	71,85	74,45	77,63	149,26	>35
Eğilme Dayanımı	(Mpa)	9,03	9,66	11,31	11,66	12,01	>8,0

Çizelge 8. Mermer plakaların çarpma dayanımı değerlerinin kırılma potansiyeline göre sınıflandırması.

Mermer Numuneler	M1		M2		M3		M4		M5		
	ÇD	Sınıf	ÇD	Sınıf	ÇD	Sınıf	ÇD	Sınıf	ÇD	Sınıf	
Plaka	P1	3,21	Y	5,13	Y	9,62	O	11,54	O	17,96	ÇD
Boyutu	P2	6,41	O	7,70	O	12,83	D	13,68	D	20,52	ÇD
	P3	7,79	O	10,26	O	14,43	D	16,03	D	21,16	ÇD

Çizelge 6'daki kırılma potansiyeli sınıflandırması dikkate alınarak, elde edilen değerlere göre hangi mermerlerin hangi sınıflama içinde yer aldığı Çizelge 8'de verilmektedir. Buna göre, P1 boyutunda M1 ve M2 mermer numuneleri çarpma dayanımı 6 N/mm² den düşük olduğu için kırılma potansiyeli yüksek seviyededir.

P1 boyutunda M3 ile M4 numunelerinin, P2 ve P3 boyutlarında ise M1 ile M2 numunelerinin çarpma dayanımı değeri 6-12 N/mm² arasında olduğu için kırılma potansiyeli orta seviyede yer almıştır. P2 ve P3 boyutlarında ise M3 ile M4 numunesi çarpma dayanımı değerleri 12-18 N/mm² arasında olduğu için kırılma potansiyelleri düşük seviyede yer almıştır. M5 numunesinde ise çarpma dayanımı değeri 18 N/mm² den yüksek olduğu için kırılma potansiyeli çok düşük seviyede yer almıştır.

Kırılma potansiyeli sınıflandırması göre P1 boyutunda M1 ve M2 numunesi hariç diğer numunelerin yapılarında iç ve dış mekânlarda döşeme ve kaplama malzemesi olarak kullanılabilir olduğu öngörülmüştür.

4 SONUÇLAR

Yapılan bu deneysel çalışmalar sonucunda, zemin kaplama malzemesi olarak kullanılacak mermerlerin, TS EN standartları kullanılarak fiziksel ve mekanik özellikleri ve P1, P2 ve P3 boyutlarında çarpma dayanımı değerleri belirlenmiştir. Aşağıda deneysel çalışmaların sonuçları özetlenmiştir:

- Mermer plakalarda çarpma dayanımı bakımından p<0,001 anlamlılık düzeyinde tüm boyutlar arasında istatistiksel olarak anlamlı fark vardır. Buna göre mermer plakalarının zemin kaplamalarında kullanımında plaka boyutlarının oldukça etkili olduğu görülmektedir.
- Mermerlerin plaka kalınlıklarına bağlı olarak, çarpma dayanımı değerinin önemli ölçüde değiştiği gözlemlenmiştir. Buna göre plaka kalınlığı arttıkça (P1>P2>P3) mermerlerin çarpma dayanımı artmaktadır.
- Mermerlerin deneysel ve istatistiksel analizleri sonucu belirlenen fiziksel ve mekanik özelliklere göre TS EN standartları dikkate alınarak, iç ve dış mekânlarda döşeme ve kaplama malzemesi olarak kullanılması öngörülmüştür.
- Mermerlerin çarpma dayanımı ile fiziksel ve mekanik özellikleri arasında yüksek bir ilişki olduğu tespit edilmiştir. Buna göre özgül ağırlık, porozite, su emme, basınç dayanımı ve eğilme dayanımı arttıkça, çarpma dayanımı artacak, mermerin kırılma riski azalacaktır.
- Mermer numunelerinden dolomitik mermer (M1) tüm plaka boyutlarında en yüksek çarpma dayanımına sahiptir. Bunun nedeni mermerin % 20,65 MgO içermesi, kalsit ve dolomit minerallerinin küçük boyutlu olmasıdır.
- Çarpma dayanımı değerleri dikkate alınarak, elde edilen değerlere göre de bu mermerlerin kırılma potansiyeli sınıflaması içindeki konumları belirlenmiştir. Mermer

plakaların kalınlığı arttıkça çarpma dayanımı yükseldiği için kırılma potansiyeli azalmaktadır. Buna göre zemin kaplamalarında en az 3 cm'lik mermer plakaların seçilmesi daha isabetli ve yerinde olacaktır.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma TÜBİTAK-1002 Projesi (Proje Numarası:111M390) tarafından desteklenmektedir. Katkılarından dolayı TÜBİTAK'a teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

- Benavente D., Garcya del Cura M.A., Garcya-Guinea J, Sanchez-Moral S, and Ordonez S., 2004. Role of pore structure in salt crystallization in unsaturated porous Stone. *Journal of Crystal Growth*, 260:532-544.
- Kulaksız, S., 2007. Natural stone (marble) mining and processing technologies, TMMOB Chamber of Mining Engineers; 634p.
- Onargan T., Köse H., ve Deliormanlı H., 2005. Mermer. TMMOB press, 249s.
- Rodriguez-Navarro C., Linares-Fernandez L., Doehne E., and Sebastian-Pardo E., 2002. Effects of ferrocyanide ions on NaCl crystallization in porous Stone. *Journal of Crystal Growth*, 243:503-516.
- Sarıışık, A., 1998. Variation Characteristics in the Environment Interaction and Physico-Mechanic Properties of Calcium Carbonate Marbles," Ph.D. thesis, SDU Isparta, Turkey; 400p.
- Sarıışık, A., and Sarıışık, G., 2010. Quality control of Turkish calcareous natural stone using the merkont system, *Journal of Testing and Evaluation*, 5:1-13.
- Sarıışık, A., Küçük, A., Sarıışık, G., and Polat, E., 2010a. Quality control and standard compliance of the natural stone final products produced in marble machines, Turkey VII. Marble Symposium Proceedings; 399p.
- Sarıışık, A., Sarıışık, G., and Şentürk, A., 2010b. Characterization of physical and mechanical properties of natural stones affected by ground water under different ambient conditions, *Ekoloji*, 77:88-96
- Sarıışık, A., and Sarıışık, G., 2011. Environmental interaction properties of marble used in the restoration of historical monuments (Dalyan-Kaunos), *Ekoloji*, 79:12-20.
- Sarıışık, G., 2007. Technical characteristics of some Turkish natural stones with calcium carbonate root and their usage fields on structure and restoration, M.Sc. thesis, AKU Afyon, Turkey; 169p.
- Sarıışık, G., Sarıışık, A., Koch, R., and Knoblauch, U., 2008. The analysis of permeability feature of some limestones on utilization quality. In: *Proceedings of Turkey VI. Marble and Natural Stone Symposium*, 335p.
- Sharma, P.K., Khandelwal, M., and Singh, T.N., 2007. Variation on physico-mechanical properties of Kota stone under different watery environments. *Building and Environment*, 42: 4117-4123.
- Singh, T.N., Singh, S.K., Mishra, A., Singh, P.K., and Singh, V.K., 1999. Effect of acidic water on physico mechanical behaviour of rock. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, 6: 66-72.
- Şentürk A, Gündüz L, Tosun YL, ve Sarıışık A., 1996. Mermer Teknolojisi. Tugra Press; 242s.
- TS EN 1926, 1999. Natural Stone Test Methods- Determination of Compressive Strength, Turkish Standards Institute, 10p.
- TS EN ISO 10545-5, 2000. Ceramic tiles- Part 5: Determination of impact resistance by measurement of coefficient of restitution, Turkish Standards Institute, 11p.
- TS EN 13755, 2003. Natural Stone Test Methods - Determination Of Water Absorption At Atmospheric Pressure, Turkish Standards Institute, 3p.
- TS EN 1467, 2005. Natural stone - Rough blocks – Specifications, Turkish Standards Institute, 13p.
- TS EN 1469, 2006. Natural stone products - Slabs for cladding – Requirements, 26p.
- TS EN 1936, 2007. Natural Stone Test Methods: Determination of Real Density and Apparent Density, and of Total and Open Porosity, Turkish Standards Institute, 13p.
- TS EN 13161, 2009. Natural Stone Test Methods- Determination of Flexural Strength Under Constant Moment, Turkish Standards Institute, 17p.

Ankara – İstanbul yüksek hızlı tren projesinde Bilecik istasyon şevleri tasarımı ve sayısal analizi

Slopes design and numerical analysis of Bilecik Station in Ankara-İstanbul high speed train project

İ. Topal

Dumlupınar Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Kütahya

E. Poşluk & K. Oğul

TCDD 2.Demiryolu Yapım Grup Müdürlüğü, Bozüyük / Bilecik

E. Apaydın Poşluk

İstanbul Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, İstanbul

H. Akdaş

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Eskişehir

C. O. aksoy

Dokuz Eylül Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir

E. B. Aygar

SİAL yerbilimleri A.Ş., Ankara

ÖZET: Bu çalışmada, Ankara – İstanbul Yüksek Hızlı Tren Projesi, Bilecik İstasyon Bölgesinde yapılmış olan çalışmalar kapsamında yüksekliği 52 metreyi bulan şevler ayrıntılı olarak incelenmiştir. Bölgede Bayırköy Formasyonuna ait kum taşları içerisinde imalatı yapılacak olan şev için 3 adet sondaj yapılmış olup, bu sondaj verileri ve yüzey araştırmaları ile bölgenin jeolojisi anlaşılmıştır. Sondaj verileri yardımıyla birimin jeoteknik parametreleri tayin edilmiştir. Elde edilen veriler ışığında şev geometrisi belirlenmiş, desteksiz ve destekli olarak Phase2 v.7.017 bilgisayar yazılımı ile yenilme analizleri yapılmıştır. Belirlenen güvenlik katsayıları ile imalata başlanma kararı alınmış, şev imalatı belirlenen şev geometrisi ve destek sistemi ile sorunsuz olarak tamamlanmıştır.

ABSTRACT: In this study, within the scope of works done in Bilecik Station in Ankara- İstanbul High Speed Railway Project, the slopes having a length of 52 meters have been studied in detail. Pieces drilling have been made in the region for the slope whose manufacturing will be held into the sandstones belonging to the Bayırköy Formation and the geology of the area has been understood with the drilling data and the surface explorations. With the help of the drilling data, geotechnical parameters of the unit have been assigned. In the light of the obtained data, the geometry of the slope has been determined and the failure analyses have been analyzed by using the Phase 2 v.7.017 computer software as unsupported and supported situations. It has been decided to start of manufacturing with the safety factors and the slope manufacture has been completed without any problems with the slope geometry and the support system.

1 GİRİŞ

Karayolu ve demiryolu yapımında mühendislik açısından en önemli konulardan biri de, ortaya çıkacak olan şevlerin duraylılığının sağlanmasıdır. Şevlere verilecek açının artması ile maliyet artmaktadır. Bunun yanında maliyeti azaltmak için

uygun şev açısının verilmemesi sonucu ortaya çıkabilecek kaymalar yüksek maliyetleri ve güvenlik tehlikelerini beraberinde getirmektedir. Şev “yatay ya da mevcut arazi yüzeyi ile belirli bir açı yapan kitle” olarak tarif edilebilir (Cernica 1995, Das 1994). Şev stabilitesi problemleri, uzun yıllar boyunca zeminle uğraşan mühendisleri çok yakından

ilgilendirmiştir (Aksoy 2008). Bunun nedeni şev stabilite bozukluklarının doğal afetler kadar ciddi can ve mal kayıplarına yol açabilmesidir (Laman vd. 2006).

Bir şevin duraylı olarak kalabilmesi, şevin geometrisine, zemin özelliklerine ve maruz kaldığı iç ve dış kuvvetlere bağlıdır. Boşluk suyu basıncı ve yüzey suyu basıncı iç ve dış kuvvetlere örnek olarak verilebilir. Bu basınçlar hidrostatik ve hidrodinamik açıdan şev stabilitesini etkilerler. Şevin açılması ile bölgedeki yer altı suyu seviyesi değişebilir. Yeraltı su seviyesinin değişmesi sonucu boşluk suyu basıncı değişir ve bu durum şev stabilitesini etkiler (Berilgen 2007).

Her şevin açıldığı kaya kütlesi kendine özgü değişik özellikler gösterdiğinden, tüm şev tasarımlarına uygulanabilecek standart ve garantili bir çözüm yoktur. Ancak, jeolojik verilere, kayanın mühendislik özelliklerine, yer altı su koşullarına ve mühendislik önsezisine dayanan pratik çözümler getirilebilir (Paşamehmetoğlu vd. 2009).

Şev duraylılığının incelenmesinde ve şev tasarımında ilk aşama, şevde gelişmesi olası yenilme modellerinin belirlenmesidir (Tuncay & Ulusay 2000). Şev stabilitesi hesaplamaları, veri toplama, model oluşturma, analiz ve tasarım gibi birçok aşamadan oluşmaktadır (Hatipoğlu & İncecik 2003).

Doğal ya da yapay olarak oluşturulmuş herhangi bir şev stabilite analizinde temel amaç şevin güvenlik katsayısını belirlemektir. Güvenlik faktörü doğru olarak yalnızca kritik yenilme yüzeyinden belirlenebilir. Minimum güvenlik katsayısı bir şevin yüzeyinden kayma yüzeyinin tespitiyle mümkündür (Kahadatenia vd. 2009).

Genellikle şev stabilite analizleri iki aşamadan oluşur. Birinci aşama belirli bir kayma yüzeyi için güvenlik katsayısı belirlemek ve ikinci aşama ise kritik yenilme yüzeyi için güvenlik katsayısı saptamaktır (Li vd. 2009).

Bu çalışmada, Ankara – İstanbul Yüksek Hızlı Tren projesi yapım çalışmaları kapsamında, Bilecik İstasyon bölgesinde yapılan ve yükseklikleri 52 metreyi bulan şevler için oluşturulan geometri ve stabilite analizleri açıklanmaktadır.

2 PROJENİN TANITIMI

Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinin amacı; ülkemizin en büyük iki kenti olan Ankara ile İstanbul arasındaki seyahat süresinin azaltılması, hızlı, konforlu ve güvenli bir ulaşım imkânı yaratılarak ulaşımındaki demiryolu payının artırılmasıdır. Ankara-İstanbul arasındaki mevcut hat

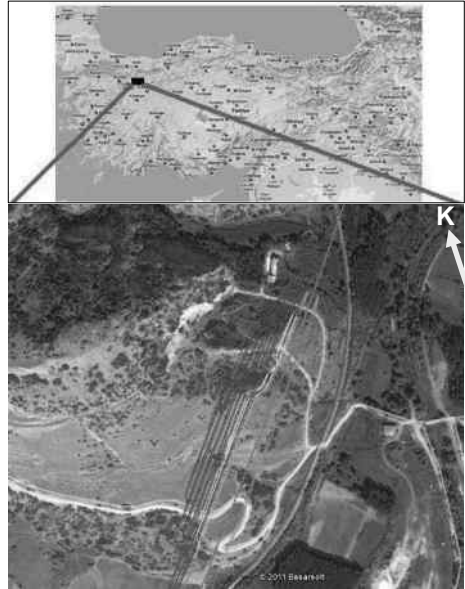
toplam 576 km'dir. Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinin tamamlanması sonucunda, iki büyük kent arasında çift hatlı, elektrikli, sinyalizasyonlu ve 250 km/s hıza uygun yeni bir demiryolu inşa edilecek ve Ankara-İstanbul arası 533 km ye inecektir. Ankara-İstanbul Hızlı Tren Projesinin 2. etabı olan, Köseköy-İnönü arası toplam 150 km uzunluğunda olup, Kesim-1; 95 km (KÖSEKÖY-VEZİRHAN) ve Kesim-2; 55 km (VEZİRHAN-İNÖNÜ) şeklinde projelendirilmiştir (Çizelge 1).

Çizelge 1. Ankara-İstanbul yüksek hızlı tren projesi ikinci etap mühendislik yapıları.

Özellik	Kesim 1	Kesim 2	Toplam
Uzunluk	95 km	55 km	150 km
Viyadük	18 ad. (6.120 m)	13 ad. (6.582 m)	31 ad. (12.702 m)
Delme Tünel	13 ad. (25.700 m)	19 ad. (27.210 m)	32 ad. (52.910 m)
Aç-Kapa Tünel	-	1 ad. (1.090 m)	1 ad. (1.090 m)

3 ÇALIŞMA ALANI VE JEOLJİK ÖZELLİKLERİ

Bilecik istasyon şevleri, Bilecik il merkezinin 2 km Güney Doğusunda, 396 rakımlı tepenin eteğinde bulunmaktadır. Çalışma alanının kuzeyinde Ayvaz Damı, Batısında ise Karasu Çayı bulunmaktadır (Şek. 1).



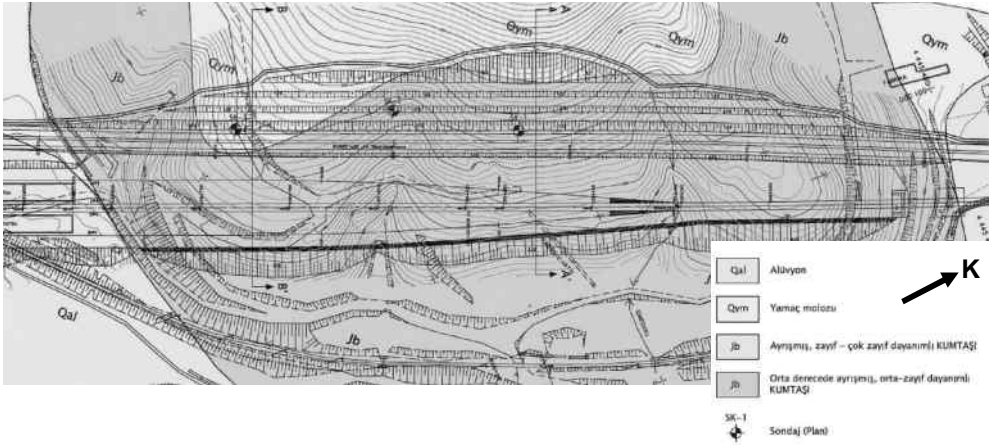
Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası.

Çalışma alanının tabanında karşılaşılan birim, Bayırköy Formasyonudur (Altınlı 1973). Jura yaşlıdır ve tabanda akarsu ortamı koşulları altında gelişmiş çakıltası, kumtaşı, ve şeyl, üst kesimlerinde ise sığdenizel kumtaşı, şeyl ve ince kireçtaşlarından oluşmuştur (Saner 1980, Yılmaz 1981)

Bayırköy kumtaşı; kahverengi, sarı-boz, kaba dokulu, çoğunlukla boylanmalı ve çakıllı olarak kötü boylanmalı, sürekli ve düzenli, orta-kalın katmanlı ve yüksek dayanımlıdır. Çimento sparitiktir. Kumtaşı düzeyleri arasında, çok ince veya ortakalın marn katkısı bulunmaktadır. Oldukça tekdüze görümlü kumtaşı istifi, ölçülmüş kesitlere göre 240-400 m arasında değişen kalınlıktadır. Bayırköy dolayında tayin edilen ammonitlerle, bu kumtaşının

alt düzeylerindeki kırmızı marnlı katkıların Playansbahiye veya Dömeriyen'e (alt jura) ait olduğu kesinlikle saptanmışsa da, inceleme alanında tür tayinlerine yarıyacak fosillere rastlanmamıştır (Demirkol 1977).

Çakıltası ve kumtaşları çoğunlukla alttaki granitik temelden türemiş kuvars, feldspat, mika ve kayaç parçalarından meydana gelirler. Bunlarda çapraz tabakalanma, ripilmark, laminasyon, biyojenik iz ve yapılar gözlenir. Özellikle çakıltası düzeylerinin alt dokanakları erozyondur ve litoloji içerisinde üste doğru tane boyutu küçülmesi olağandır (Görür vd. 1993).



Şekil 2. Çalışma alanı ve genel jeoloji haritası.

Bayırköy kum taşlarının üzerinde yamaç molozu gelmektedir. Yamaç molozunu oluşturan birimler gevşek, tutturulmamış kum-çakıl-blok boyu malzeme ve kil matrislerinden oluşmuştur. Kum-çakıl-blok boy malzemeler Bayırköy Formasyonu kökenlidir, ancak nadiren Bayırköy Formasyonu üzerine uyumlu gelen Bilecik kireçtaşı kökenlidir (Göncüoğlu vd. 1992).

Çalışma alanını oluşturan en genç birim alüvyondur. Karasu Çayı yatağı ve/veya taşkın ovasında, Karasunun taşıdığı malzemenin depolanması ile gelişen bu birim tutturulmamış, yuvarlak çakıl, silt ve kilden oluşmuştur.

4 ŞEV DURAYLILIĞI ANALİZİ İÇİN YAPILAN ÇALIŞMALAR

Söz konusu şev hesaplamaları için öncelikle numune toplama işlemleri yani sondaj çalışmaları yapılmıştır. Bilindiği gibi ne kadar çok sondaj yapılabilir ve ne kadar çok numune toplanabilirse bölge özellikleri o kadar net olarak ortaya konabilir. Ancak sondaj maliyetleri nedeni ile optimum düzeyde tutulmasında yarar vardır. Bu çalışmada bölgede 3 adet sondaj yapılmıştır. Daha sonra elde edilen numunelerin kaya mekaniksel özelliklerini belirlemeye yönelik deneyler yapılmıştır. Bu çalışmalar sonucunda bölgenin jeolojik ve jeoteknik durumu ile ilgili veriler toplanmıştır.

4.1 Sondajlar

Çalışmada, Bilecik İstasyonunun Bölgesinde projelendirilen yüksek yarmaların araştırma safhasında, şevin nihai taban kotunun 5 metre aşağısına incek derinlikte 3 adet sondaj kuyusu açılmış ve açılan bu sondajlardan alınan karot numuneleri üzerinde gerekli kaya mekaniği deneyleri yapılmıştır. Yapılan arazi çalışmalarının listesi Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 2. Yapılan sondajlar.

Sondaj No	X	Y	Derinlik (m)
SK – 1	4445175	500939	36.5
SK – 2	4445113	500903	37.5
SK – 3	4445026	500881	36.5

4.1.1 SK – 1 sondaj kuyusu

Kuyuda 0 – 2 m. arasında kahverenkli, çok ayrılmış, zayıf, parçalı ayrılmış kumtaşı, 2 – 6.7 m. arasında kahverenkli, orta derecede ayrılmış, orta-zayıf dayanımlı, sık kırıklı, zayıf kaya kalitesine sahip kumtaşı, 6.7 – 24.5 m. arasında gri-koyu gri renkli, az ayrılmış, orta dayanımlı, seyrek-orta- sık kırıklı, iyi kaya kalitesine sahip kumtaşı, 24.5 – 28.0 m. gri-siyahımsı gri renkli, çok ayrılmış, zayıf dayanımlı, çok sık kırıklı, zayıf kaya kalitesine sahip kumtaşı, 28 – 36.5 m. arasında ise gri-koyu gri renkli, az ayrılmış, orta dayanımlı, sık-çok sık kırıklı, zayıf kaya kalitesine sahip kumtaşı birimi gözlenmiştir.

4.1.2 SK – 2 Sondaj Kuyusu

Kuyuda 0 – 4.5 m arasında kahverenkli, çok ayrılmış, koyu kahverenkli ayrışma yüzeyine sahip, zayıf, sık-parçalı kırıklı, ayrılmış kumtaşı, 4.5 – 37.5 m. gri-koyu gri renkli, orta-az ayrılmış, orta-orta zayıf dayanımlı, orta- sık kırıklı, zayıf-orta-iyi kaya kalitesine sahip kumtaşı birimi gözlenmiştir.

5.1.3 SK – 3 sondaj kuyusu

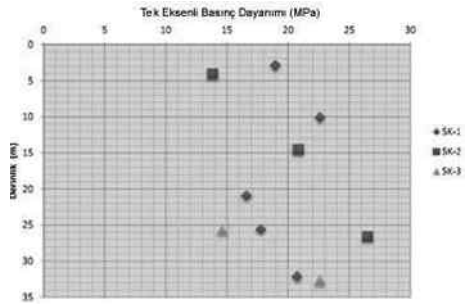
Kuyuda 0 – 4.5 m. arasında yamaç molozu; kahverenkli, iri bloklu, köseli-yarı köseli çakıllı killi kum, 4.5 – 13.5 m. arasında kahverenkli, çok ayrılmış, koyu kahverenkli ayrışma yüzeyine sahip, zayıf dayanımlı, parçalı kırıklı, yer yer kumlaşmış, ayrılmış kumtaşı, 13.5 – 36.5 m. arasında gri-koyu gri renkli, orta-az ayrılmış, orta-orta zayıf dayanımlı, çok sık-sık kırıklı, zayıf-orta-iyi kaya kalitesine sahip kumtaşı birimi gözlenmiştir.

4.2 Laboratuvar deneyleri

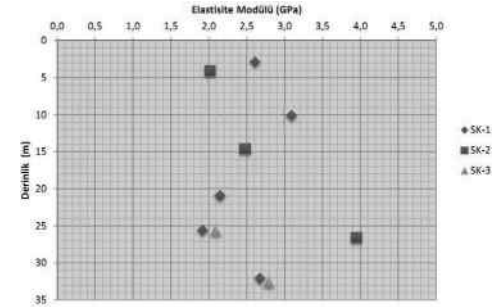
Sondajlardan alınan karot örnekleri üzerinde yapılan deney sonuçları Çizelge 3’te özetlenmiştir. Tek eksenli basınç dayanımı derinlik ilişkisi Şekil 3’te, elastisite modülü derinlik ilişkisi ise Şekil 4’te verilmiştir.

Çizelge 3. Kaya mekaniği deneyleri özet tablosu (Şimşek 2010).

Adı	No	Derinlik		γ_a (kN/m ³)	σ_1 (MPa)	E (GPa)	ν
		Baş. (m)	Bit. (m)				
SK-1	K-1	2.8	3.0	24.5	18.95	2.61	0.26
SK-1	K-2	10.0	10.2	26.47	22.63	3.09	0.23
SK-1	K-3	20.9	21.0	25.49	16.59	2.15	0.27
SK-1	K-4	25.5	25.7	25.73	17.79	1.92	0.25
SK-1	K-5	32.0	32.25	25.7	20.73	2.68	0.25
SK-2	K-1	4.0	4.2	22.96	13.84	2.02	0.27
SK-2	K-2	14.5	14.7	25.65	20.85	2.48	0.26
SK-2	K-3	26.5	26.7	26.02	26.52	3.95	0.22
SK-3	K-4	25.5	25.7	22.24	14.6	2.09	0.26
SK-3	K-5	32.5	32.65	25.57	22.59	2.79	0.18



Şekil 3. Tek eksenli basınç dayanımı – derinlik ilişkisi.



Şekil 4. Elastisite modülü – derinlik ilişkisi.

SK-1, SK-2 ve SK-3 rumuzlu sondaj kuyularından alınan karot numuneleri, belirlenen deneylerin uygulanması amacıyla laboratuara

gönderilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda, SK-1 sondaj kuyusu numuneleri birim hacim ağırlıklarının $24.50 - 26.47 \text{ kN/m}^3$ arasında, tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin ise $16.6 - 22.6 \text{ MPa}$ arasında değiştiği görülmektedir. SK-2 sondaj kuyusundan alınan karot numuneleri birim hacim ağırlıklarının $22.96 - 26.02 \text{ kN/m}^3$ arasında, tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin ise $13.8 - 26.5 \text{ MPa}$ arasında değiştiği anlaşılmaktadır. SK-3 sondaj kuyusundan alınan karot numuneleri birim hacim ağırlıklarının $22.54 - 25.57 \text{ kN/m}^3$ arasında olduğu, tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin ise $14.6 - 22.6 \text{ MPa}$ arasında değiştiği görülmektedir.

4.3 Jeoteknik durum ve parametre önerileri

Km: 205+950 ile Km:206+850 arasındaki yapılan sondaj ve arazi çalışmaları sonucu bu kesimdeki yarmaların, en üstten başlayarak ilk 3.0 ila 4.5 m lerde yamaç molozu; kahverenkli, iri bloklu, köşeli-yarı köşeli çakıllı killi kum gözlenmiştir. Bu birimin altında kahverenkli, yüksek ayrışmalı, yer yer zemin davranışı gösteren düzeyler yaklaşık 13.5 m derinliğe inmektedir. 13.5 – 36.5 m. arasında gri-koyu gri renkli, orta-az ayrışmış, orta-zayıf dayanımlı, sedimanter birimlere rastlanmıştır. Yarma şevlerinde üç farklı jeolojik birim ayırtlanmıştır temsil edilmiştir. Bunların özellikleri Çizelge 4'te özetlenmiştir (Şimşek vd. 2010).

Çizelge 4. Jeolojik birimler.

Jeolojik Birim	Özellikleri
Yamaç molozu	Gevşek, tutturulmamış kum-çakıl ve kil matrislerinden oluşur.
İleri düzeyde ayrışmış kumtaşı	Çok zayıf dayanımlı, ileri düzeyde ayrışmış olup yer yer zemin özelliğine sahiptir.
Ayrışmamış kumtaşı	Az ayrışmış-zayıf dayanımlı, orta sağlam dayanımlı özelliğe sahiptir.

4.3.1 Yamaç molozu

Bilecik istasyonu şevlerinin projelendirilmesi işi için açılan 3 adet sondajdan sadece SK-3 no'lu sondajda 4,50 metre kalınlığında yamaç molozuna rastlanılmıştır. Kahverenkli, iri bloklu, köşeli – yarı köşeli çakıllı killi kum'dan oluşan birim içerisinde 2 adet Standart Penetrasyon Testi (SPT) yapılmış olup $N=12$ ve refü değerleri elde edilmiştir. Bu sebeple

yamaç molozuna ait jeomekanik parametreler Çizelge 5'teki gibi önerilmiştir.

Çizelge 5. Yamaç molozuna ait önerilen jeomekanik parametreler.

Birim Hacim Ağırlık $\gamma_n (\text{kN/m}^3)$	Kohezyon $c (\text{kPa})$	Sürtünme Açısı $\Phi (^\circ)$	Elastisite Modülü $E (\text{MPa})$	Poisson Oranı (ν)
19	5	32	35	0.4

4.3.2 İleri düzeyde ayrışmış kumtaşı

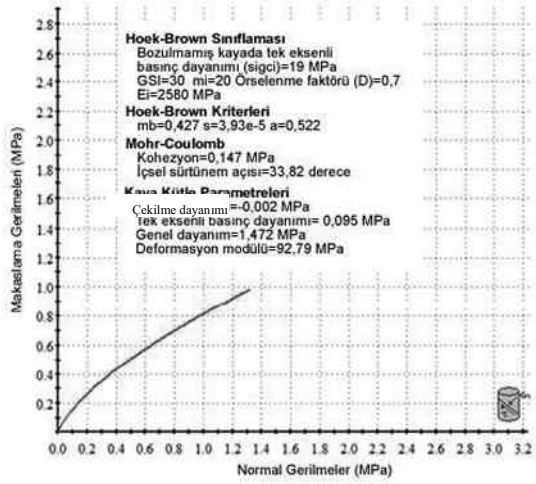
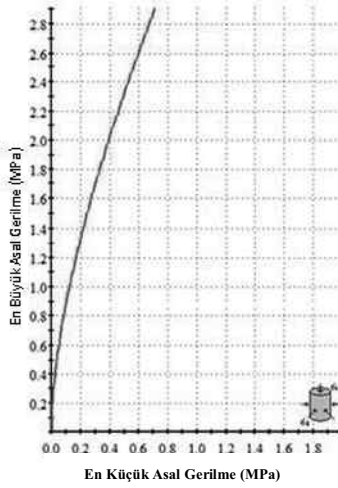
Bu birim sondajlarda yamaç molozunun altında gözlenmiştir. Yeşilimsi kahverenkli, ileri düzeyde ayrışmış, yer yer zemin davranışı gösteren birim yaklaşık 13.5 m derinliğe kadar inmektedir. Bu birim için önerilen jeomekanik parametreler Çizelge 6'da özetlenmiştir.

Çizelge 6. İleri düzeyde ayrışmış kumtaşına ait önerilen jeomekanik parametreler.

Birim Hacim Ağırlık $\gamma_n (\text{kN/m}^3)$	Kohezyon $c (\text{kPa})$	Sürtünme Açısı $\Phi (^\circ)$	Elastisite Modülü $E (\text{MPa})$	Poisson Oranı (ν)
22	200	30	90	0.35

4.3.3 Taze (ayrışmamış) kumtaşı

Yamaç molozunun ve ayrışmış kumtaşı biriminin altında gözlenen bu birim gri-koyu gri renkli, az ayrışmış, orta-zayıf dayanımlı, sedimanter birimlerden ibarettir. Laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlara göre, ileri düzeyde ayrışmış kumtaşının birim hacim ağırlığı ortalama 25 kN/m^3 ve kayacın tek eksenli basınç dayanımı ortalama 19 MPa olarak belirlenmiştir. Yüzey gözlemlerinden elde edilen veriler ışığı altında bu kısma ait Jeolojik Dayanım İndeksi (Geological Strength Index-GSI) değeri yaklaşık 30, malzeme sabiti $m_i=20$ olarak öngörülmüştür. Ayrıca, şevde kullanılacak kazı tekniğinin kontrollü mekanik kazı olduğu varsayılarak örselenme faktörü (D) 0.7 olarak alınmıştır. Bu birime ait şev yüksekliğinin 38 metre olduğu durumda birime ait dayanım parametreleri RocLab v.1.031 bilgisayar yazılımı ile belirlenmiş olup, Şekil 5 ve Çizelge 7'de verilmektedir.



Şekil 5. Ayrışmamış kumtaşı birimine ait şev yüksekliğinin 38 m olduğu durumda hesaplanan dayanım parametreleri.

Çizelge 7. Ayrışmamış kumtaşı birimine ait şev yüksekliğinin 38 metre olduğu durumda hesaplanan jeomekanik parametreler.

UCS (MPa)	GSI	m_i	D	E_i (MPa)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	Φ (°)	E_m (MPa)
19	30	20	0.7	2.58	26	150	34	100

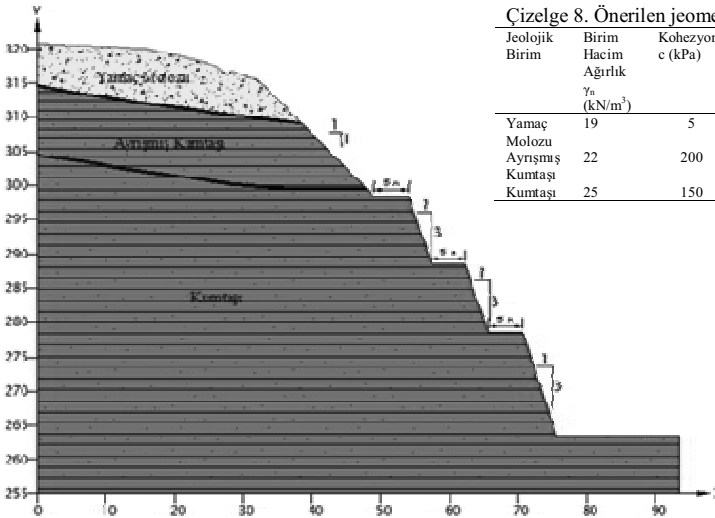
UCS: Tek eksenli basınç dayanımı, GSI: Jeolojik dayanım indeksi, m_i : Malzeme sabiti, D: Örseleme faktörü, E_i :Elastisite modülü, γ : Birim hacim ağırlık, c:Kohezyon, Φ : İçsel sürtünme açısı, E :Deformasyon modülü

5 ŞEV DURAYLILIĞI ANALİZİ

Yukarıdaki bölümlerden hesaplanan jeomekanik parametreler (Çizelge 8) şev duraylılığı analizlerinin yapıldığı ve yaygın olarak kullanılan Phase v7.017 bilgisayar programında girdi parametresi olarak kullanılarak Bilecik istasyon şevlerinin en yüksek olduğu kısım için duraylılık irdelenmiştir (Aygar vd. 2010).

Çizelge 8. Önerilen jeomekanik parametreler.

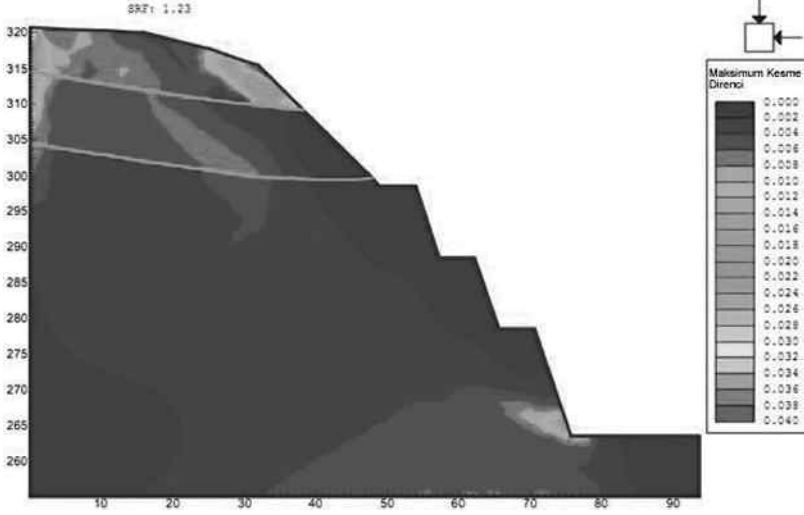
Jeolojik Birim	Birim Hacim Ağırlık γ_0 (kN/m ³)	Kohezyon c (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı Φ (°)	Elastisite Modülü E (MPa)	Poisson Oranı (ν)
Yamaç Molozu	19	5	32	35	0.4
Ayrışmış Kumtaşı	22	200	30	90	0.35
Kumtaşı	25	150	34	100	0.30



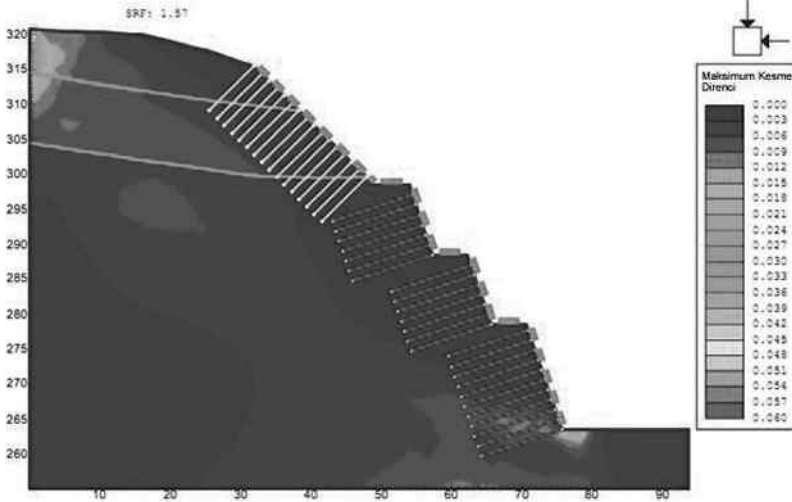
Şekil 6. En yüksek şevin olduğu yarmının jeolojik modeli.

Bilecik istasyon şevlerinin desteksiz olarak açılması durumunda güvenlik katsayısı 1.23 olmaktadır (Şek. 7). Bu sebeple yine Phase v7.017 bilgisayar yazılımı yardımı ile destek sistemleri uygulanmış ve güvenlik katsayısının 1.5'ten büyük olması sağlanmaya çalışılmıştır. Buna göre yamaç molozu ve ayrılmış kumtaşı bulunduğu en üst şeve Ø28 mm'lik ve kumtaşı birimlerinin olduğu diğer şevlere ise Ø32 mm'lik kaya saptaması (bulonları) uygulanmıştır. Kaya saptaması

uzunlukları 9 ila 12 m arasında değişmekte olup, korumalı olarak önerilmiştir. Ayrıca şev yüzeylerine hasır çelik ile beraber 15cm kalınlığında püskürtme beton uygulanmıştır. Bu durumda güvenlik katsayısı 1.57 olarak hesaplanmıştır (Şek. 8). Yapılan analizler ile belirlenmiş olan şev geometrisi ile destek sistemi uygulanmış ve Bilecik istasyon bölgesi şevleri imalatı sorunsuz olarak tamamlanmıştır.



Şekil 7. Yarmanın desteksiz açılması durumunda hesaplanan güvenlik katsayısı (SRF=1.23).



Şekil 8. Yarmanın destekli açılması durumunda hesaplanan güvenlik katsayısı (SRF=1.57).



Şekil 9. Bilecik istasyon bölgesi şevlerinin tamamlanmış hali.

6 SONUÇ VE ÖNERİLER

Bilecik istasyonu bölgesinde imalatı yapılacak olan şevlerinin stabilite analizi kapsamında 3 adet sondaj ve gerekli laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu kapsamda elde edilen verilerden yola çıkılarak şev geometresi 3 palye ve 4 şevli olarak en üstteki şev 1Y:1D, diğer şevler ise 1Y:3D geometrisinde planlanmıştır. Oluşturulan yeni geometrinin kontrol amacı ile Phase2 v.7.017 bilgisayar yazılımı ile yenilme analizleri yapılmış ve güvenlik faktörleri hesaplanmıştır.

Şevin desteksiz olarak yapılan analizinde güvenlik katsayısı 1.5'in altında kaldığından şev duraylılığını sağlamak amacı ile destekleme elemanlarından faydalanılmıştır. Bu kapsamda yamaç molozu ve ayrılmış kumtaşlarının bulunduğu en üstteki şeve, 1.5 x 1.5 m düzeninde Ø28 mm'lik ve 9 metre uzunluğunda kaya saplaması önerilmiştir. Taze ve/veya az ayrılmış kumtaşlarının bulunduğu diğer şevlere ise yine 1.5x1.5 m düzeninde Ø32 mm'lik 12 m. uzunluğunda bulonlar planlanmıştır. Ayrıca drenajı sağlamak açısından tüm şevlerde 6 m uzunluğunda, Ø50 mm çapında, 3x3 m düzeninde plastik perfore edilmiş (su girişini sağlamak için delikler açılmış) borular (barbakanlar) planlanmıştır.

Şev yüzeylerinde ise 15 cm kalınlığında püskürtme beton ile 1 kat Q221/221 hasır çelik birlikte planlanmıştır.

Oluşturulan yeni modelin analizi yapılmış ve 1.57 güvenlik katsayısı ile uygulanabileceği kanaatine varılmıştır. Oluşturulan şev geometrisi ve destekleme sistemleri ile şev imalatları 20.07.2011 tarihinde sorunsuz bir şekilde tamamlanmıştır.

KAYNAKLAR

- Aksoy, H.S., 2008. Kaya şevlerinin stabilite analizi, doğu anadolu bölgesel araştırmaları; 2008.
- Altınlı, İ.E., 1973. Bilecik Jurasik'i, Cumhuriyetin 50. Yılı Yerbilimleri Kongresi, 112-113.
- Aygar, E., Aydoğan, L., Ertin, A. ve Şimşek, O., 2010. Bilecik İstasyon Şevleri jeolojik-jeoteknik raporu ve geoteknik proje raporu, Rapor no: EKD-BLCK-JER-001-U0.
- Berilgen, M.M., 2007. Investigation of stability of slopes under drawdown conditions, Computers and Geotechnics 34, 81-91.
- Cernica, J.N., 1995. Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., Kanada.
- Das, B.M., 1994. Principles of Geotechnical Engineering, PWS Publishing Company, USA.
- Demirkol, C., 1977. Üzümlü-Tuzaklı (Bilecik) Dolayının Jeolojisi. Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni, C 20.
- Göncüoğlu, M.C., Erencil, M., Tekeli, O., Aksay, A., Kuşçu, İ. ve Ürgün, B., 1992. Introduction to the geology of the Armutlu Peninsula. ISGB-92, A Geotraverse across Tethyan suture zones in NW Anatolia, Guide Book, 26-35.
- Görür, N., Şengör, A.M.C., Akkök, R. ve Yılmaz, Y., 1993. Pontidlerde Neo - Tetis'in Kuzey Kolunun Açılmasına İlişkin Sedimentolojik Veriler. Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni, C 26.
- Hatipoğlu, B. ve İncecik, M., 2003. Şev stabilitesi probleminin incelenmesi için geliştirilen bir uzman sistem: BilŞEV-US, itüdergisi/dmühendislik, cilt:2, sayı:5, 35-42.
- Kahatadeniya, K.S., Nanakorn, P., and Neaupane, K.M., Determination of the critical failure surface for slope stability analysis using ant colony optimization, Engineering Geology, 108, 133-141.
- Laman, M., Yıldız, A., Örnek, M., Keskin, M.S. ve Gökımar, H., 2006. Şev stabilitesinin laboratuvar model deneyleri ve sayısal yöntemlerle incelenmesi" Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbi-rinci Ulusal Kongresi, 7-8 Eylül, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, 211.
- Li, L.C., Tang, C.A., Zhu, W.C., and Liang, Z.Z., 2009. Numerical analysis of slope stability based on the gravity increase method, technical note, Computers and Geotechnics 36, 1246-1258.
- Paşamehmetoğlu, A.G., Özgenoğlu, A. ve Karpuz, C., 2009. Kaya şev stabilitesi, E.,Hoek ve J.W., Bray dan

- çeviri, Maden Mühendisleri Odası Yayını, Yayın no:158, Aydoğdu Ofset, Ankara.
- Saner, S., 1980. Mudurnu - Göynük havzasının Jura ve sonrası çökelim nitelikleriyle paleocoğrafya yorumlaması: Türkiye Jeol. Kur. Bült., 23, 39 - 52.
- Şimşek O, Aygar E.B., ve Eritin A, 2010. İnönü-Köseköy hızlı tren projesi Bilecik İstasyon Şevleri Jeolojik- Jeoteknik Raporu ve Geoteknik Proje Raporu, SİAL Yer Bilimleri Ltd. Şti., 10.
- Tuncay, E. ve Ulusay, R., 2000. Süreksizlik denetimli şev duraysızlıklarının değerlendiril-mesinde olasılığa dayalı kinematik analiz yaklaşımı ve bir uygulama, Yerbilimleri, 22, 205-222.
- Yılmaz, Y., 1981. Sakarya Kıtası güney kenarının tektonik evrimi: Yerbilimleri, 1, 35 - 52.

TKİ-GLİ-İlgin açık ocak kömür madeninde sondaj kuyuları yardımıyla uzun dönemli şev deformasyon ölçümleri

Long-term slope deformation measurements by borehole in TKİ-GLİ-İlgin open pit coal mine

İ. Özkan & M. Mıh

Selçuk Üniversitesi-Maden Mühendisliği Bölümü, Konya, Türkiye

S. Kahveci & İ. Kaya

TKİ-GLİ-İlgin Linyit İşletmesi, Ilgın, Konya, Türkiye

ÖZET: TKİ-GLİ-İlgin Linyit İşletmesi maden ocağının doğu şevinde bir duraysızlık tespit edilmiştir. Şevde açılan iki ayrı sondaj kuyusundan yatay ve düşey deformasyonlar 7 ay boyunca izlenmiştir. Saha ölçümleri inklinometre ve manyetik kolon ölçerler yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada inklinometre ölçümlerinden kuyu eksenlerindeki kritik yatay sapmaların üst kuyuda 4.5. metrede, alt kuyuda ise 5,0. metrede olduğu anlaşılmıştır. Kayma düzleminin bu iki noktadan geçtiği belirlenmiştir. Üst kuyuda belirlenen kritik noktaya ait deformasyon, hız ve ivme değerleri sırasıyla; 22.12 mm, 0.1095 mm/gün, 0.000542 mm/gün² iken alt kuyuya ait kritik noktada bu değerlerin sırasıyla; 12.54 mm, 0.0865 mm/gün, 0.000414 mm/gün² olduğu tespit edilmiştir. Üst ve alt kuyu eksenlerinin ocak içerisine doğru yatay yönde güney-batı istikametinde kaydığı belirlenmiştir. İnclinometre ölçümlerinden belirlenen dairesel kayma düzlem yarıçapının 43.36 m olduğu ve yaklaşık 47.000 m³'lük bir kütlelen hareket ettiği anlaşılmıştır. Ayrıca yaklaşık 210 günlük süreçte düşey deformasyonların izlendiği manyetik oturma ölçümlerinden üst kuyunun ortalama 11 mm, alt kuyunun ise 15 mm düşey yönde oturduğu belirlenmiştir.

ABSTRACT: In the east slope of TKİ-GLİ-İlgin lignite mine it was noticed that there was an unstable situation. The horizontal and vertical displacements in boreholes drilled on slope were monitored for 7 months. Field measurements were carried out by inclinometer and magnetic measurements methods. It was understood that the critical deviations with inclinometer measurements were 4.5th and 5th meters at the upper and lower boreholes, respectively. Displacement, velocity and acceleration at the critical point detected for upper borehole were calculated as 22.12 mm and 0.1095 mm/day, 0.000542 mm/day², respectively. In addition, for the lower borehole, respectively, these values were found as 12.54 mm, 0.0865 mm/day and 0.000414 mm/day². It was seen by inclinometer measurements that both boreholes were moved in south-west direction of open pit. The radius of circular sliding plane determined using inclinometer measurements was 43.36 m and also the volume of moving rock materials was about 47000 m³. In addition, it was seen that the vertical displacements determined by magnetic measurements were about 11 mm and 15 mm for upper and lower boreholes, respectively.

1 GİRİŞ

Açık ocak madenciliğinde işletme güvenliği ve ekonomisi şev tasarımıyla önemli bir yer tutmaktadır. Şev duraylılığı, açık ocaklarda çalışmaların emniyetli bir şekilde yürütülebilmesi için önemli bir etkidir. Şev duraysızlığı can ve mal kayıplarına neden olabilmektedir. Açık ocaklardaki şevlerin duraylılığı ise; genel şev açısı,

bölgedeki yağış miktarı, yeraltı suyu, kaya kütle özellikleri ile ocakta yapılan delme-patlatma, kazı çalışmaları ve deprem gibi parametrelere bağlıdır. Ocak çalışmalarına bağlı olarak yukarıda belirtilen parametrelerin etkisiyle ocak şevlerinde zamanla hareketlilikler yaşanmaktadır. Bu olumsuz durum ocakta can ve mal güvenliğini tehlikeye

sokabilmektedir. Açık ocak madenciliği sırasında şevin sürekli izlenmesi gerekir. Bu işlem, projenin planlandığı gibi sürdürülmesi için zorunludur.

Arazide karşılaşılan ana süreksizliklerin yanı sıra sistematik olmayan küçük süreksizliklerinde mühendislik ve şev duraylılığı açısından önemli olduğu ilk defa Terzaghi (1950) tarafından belirtilmiştir. Süreksizliklerin; konumu, devamlılıkları, açıklıkları, bozunmaları ve dolgu yapıları şev duraylılığını etkileyen önemli mühendislik parametreleridir. Ayrıca morfoloji, kayan malzemenin türü ve tane boyutu, hareketin meydana geliş şekli ve hızı ile kaymanın yaşı da şevlere ait duraysızlığın incelenmesinde dikkate alınması gereken parametrelerdir. Wiczorek (1984)'e göre kaya malzemesinin türü, topografyanın durumu, iklim ve bitki örtüsünün durumu, yüzey ve/veya yeraltı su durumu şev duraysızlığını hazırlayan ya da neden olan faktörler olarak kabul edilirken, deprem ve yağış ise duraysızlığı tetikleyen parametre olarak düşünülmektedir. Keefer (1984), özellikle tetikleyici faktörlerden depremin şevin duraylılığına olan etkisinin henüz anlaşılamadığını belirtmektedir.

Yaygın olarak kullanılan Varnes (1978) sınıflamasına göre, açık ocak madenciliği ve diğer uygulamalar için oluşturulan yapay ve doğal yamaçlarda karşılaşılan şev duraysızlık türleri; düşme, devrilme, dairesel ve ötelenmeli kayma, yanall yayılma, akma ve karmaşık kaymalardır. Ayrıca Özgenoğlu (1986), şev yenilmesini kayma düzlemi içeren ve içermeyen olmak üzere iki ana başlık altında inceleyen bir sınıflandırmaya önmüştür.

Duraysız şevlerde hareket, kaya malzemesinin kaymasına neden olan kuvvetler ile kaymasını engelleyen kuvvetlerin denetiminde gelişir. Duraysız şevde hareket eden kaya malzemesinin ölü ağırlığının ocak içerisine doğru olan bileşeni karşılaşılan en yaygın kaydırıcı kuvvet iken kaymaya karşı koyan kuvvet ise, şev malzemesinde oluşan muhtemel kayma düzlemleri boyunca oluşan etkin makaslama dayanımıdır. Makaslama dayanımı, kohezyon ve içsel sürtünme açısının bir fonksiyonudur. Şevde güvenlik katsayısı (GK), kaymaya karşı koyan kuvvetlerin kaymaya neden olan kuvvetlere oranı olarak tanımlanır. Bu oran 1'den büyükse şevin güvenli olduğu varsayılabilir ancak Hoek & Bray (1981), emniyetli güvenlik katsayısının, normal şevlerde 1.3, ana nakliye yolu içeren şevde ise 1.5 olması gerektiğini vurgulamaktadır.

Bugün şev hareketini izlemek için kullanılan yaygın yaklaşımlar sırasıyla; topografik, elektronik

mesafe ölçerler, fotogrametrik, uzaktan algılama, yüzey ekstonsometre, GPS ve ayrıca arazi çekme çatlaklarında ve eklemlerde hassas çelik metre ile yapılan deformasyon ölçümleridir. Şev kayma düzlemi, izlenen sahaya ait ayrıntılı jeolojik kesitlerin incelenmesi ve yukarıda belirtilen yöntemlerle topoğrafyadan ölçülen hareketin büyüklüğü, hızı, ivmesi ve yönü ile kestirilebilmektedir. Son zamanlarda özel açılmış sondaj kuyuları içerisine yerleştirilebilen inklonometre, kolon oturma, tiltmetre, ekstonsometre ve zaman-yer reflektometre ölçerler ile kaya kütleleri içerisinde oluşan kayma düzlemi somut bir şekilde belirlenebilmektedir. Bu yöntemler henüz diğerlerine nazaran daha pahalı olduğu için yaygın olarak kullanılmamaktadır.

Bu çalışmada, TKİ-GLİ-İlgın Linyit İşletmesi açık kömür ocağı doğu şevinde tehlike yaratacağından kuşkuyla çekme çatlakları tespit edilmiştir. Şev hareketini izlemek amacıyla açılan iki adet sondaj ölçüm kuyusundan inklinometre ve manyetik oturma ölçer ile yatay ve düşey deformasyonlar yaklaşık 210 gün boyunca izlenmiştir. İzlenen şeve ait jeolojik yapı ile şev hareketinin davranışı göz önüne alınarak olası kayma düzlemi belirlenmeye çalışılmıştır.

2 ÇALIŞMA SAHASI

TKİ-GLİ-İlgın Linyit İşletmesi'ne ait linyit kömür ocağı, Ilgın ilçesine 15 km mesafededir. Sahadan çıkarılan kömür çoğunlukla Ilgın Şeker Fabrikası'na satılmaktadır. Çavuşçugöl sahasındaki yaklaşık 8 milyon ton linyit rezervi, bir çöküntü havzasında oluşmuştur. Çöküntü havzasında kömür damarının üst kısmını beyaz, gri, sarı, turuncu, kahve renkli kilaşı-marn-kireçtaşı oluştururken linyiti sınırlayan temel birim 15-30m kalınlığa sahip mavi-gri renkli plastik kil tabakasıdır. Kömür tabaka eğimleri; görünür rezerv alanının güney kesiminde 13° doğu eğim yönlü, kuzey kesiminde ise 3° kuzeydoğu-güneydoğu eğim yönündür. Kömür tabanında önemli bir faylanma bulunmamaktadır. Sahada kömür kalınlığı 0,60-21,55m aralığında değişmektedir. Kömür oluşumu esnasında havzaya materyal gelişini nedeniyle kömür damarı içinde ara kesmeler oluşmuştur. Ara kesme kalınlıkları kuzeybatı ve kuzeydoğu kesimlerinde az, rezervin kuzey ve güney kesimlerinde ise kalın ve ardalımlıdır (Arslan 2010).

TCDD demiryolu hattının batısında kalan ocakta ÇG-1 ve ÇG-2 üretim panoları bulunmaktadır. İşletme projesine göre ocakta genel

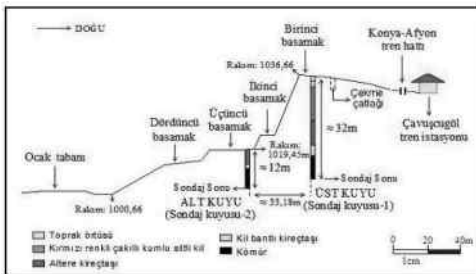
şev açısı 33°, basamak yüksekliği 12m ve basamak genişliği 30cm. Şev açısı ise 60°-65°'dir. Delme-patlatma yöntemiyle uygulanması yapılmadan işletilen Çavuşçugöl ocağında, 2,5-3,6 yrd³ kapasiteli iki adet ekskavatör ile yapılan örtü tabakası ve kömür kazısı, farklı tonajlarda olan dokuz adet kamyon yardımıyla taşınmaktadır.

3 ARAZİ ÖLÇÜM DÜZENİĞİNİN HAZIRLANMASI

Kömür ocağının doğu şevinde toplam dört basamakta madencilik çalışmaları yürütülmektedir. Ocağın kuzey sınırında özel bir şirketin işlettiği kömür ocağı mevcuttur. Açık ocağın doğu şevinin arkasında Konya-Afyon tren hattının geçtiği Çavuşçugöl tren istasyonu konumlanmaktadır. Kömür ocağının Çavuşçugöl tren istasyonu ile sınır olan doğu şevinde ocak sınırı ile tren hattı arasında başlangıçta bırakılan 60 m'lik güvenlik bölgesinde Nisan 2010 tarihinde şev kayması olmuştur. Aynı şevde şev kayması sonrasında güvenlik bölgesi 60 metrenin altına inmiştir. Ancak bahsedilen bölgede yeniden bir başka şev duraysızlığı riski tespit edilmiştir. Şekil 1'de şevin bulunduğu yer ile ilgili ölçekli kesit sunulmuştur.

Kömür ocağında risk oluşturan şev bölgesi tespit edildikten sonra, inklinometre ve manyetik oturma ölçümlerinin yapılabilmesi için birinci basamakta 32 m ve üçüncü basamakta 12 m derinlikte iki adet 125 mm çapında karotsuz sondaj kuyusu Kasım 2010 tarihinde açılmıştır. Şekil 1’de görüldüğü üzere birinci basamakta açılan sondaj kuyusuna üst kuyu, üçüncü basamakta açılan sondaj kuyusuna ise alt kuyu isimlendirmesi yapılmıştır.

Her iki basamakta açılan karotsuz sondajların her bir metresinden alınan örneklerden seviye oluşturulan kaya malzemesinin; toprak örtüsü (1m), kil bantlı kireçtaşı (1m), kırmızı renkli çakıllı kumlu siltli kil (13m), altire kireçtaşı (9m), kil



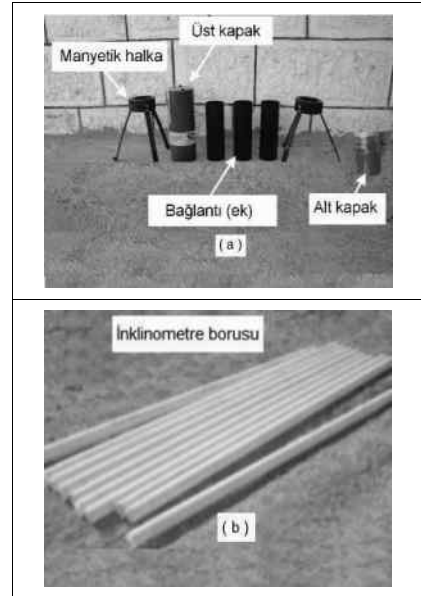
Şekil 1. Sondaj kuyularının (ölçüm kuyularının) ölçekli kesit görünümü (Mih, 2011).

bantlı kireçtaşı (3m) ve linyit kömüründen (5m, sondaj sonu) oluştuğu belirlenmiştir (Şek. 1).

Açılan sondaj kuyularına inklinometre ve manyetik oturma ölçüm sistemleri yerleştirilmiştir. Sondaj kuyularına konan sabit ölçüm aparatlarının adetleri ve boyutları Çizelge 1’de, aparatların görünüşleri Şekil 2’de verilirken ölçüm sisteminin şematik görünümü ise Şekil 3’de sunulmuştur.

Çizelge 1. Ölçüm aparatlarının teknik özellikleri ve kullanılan adetleri.

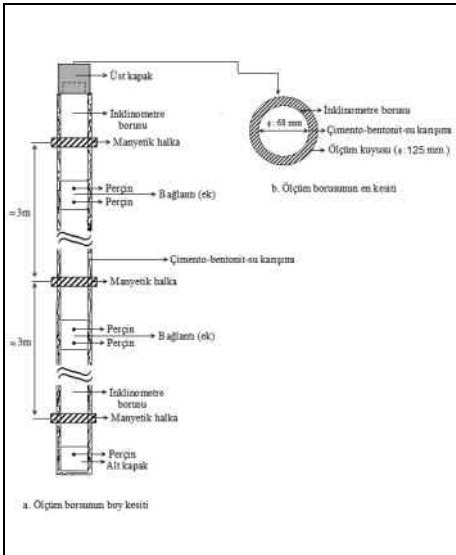
Malzeme Adı	İç Çap (mm)	Dış Çap (mm)	Boy (cm)	Kullanılan Adet	
				Üst Kuyu	Alt Kuyu
İnklinometre					
borusu	68	72	300	11	4
Bağlantı (ek)	78	82	90	10	3
Manyetik halka	78	87	5	6	3
Alt kapak	78	82	10	1	1
Üst kapak	78	88	25	1	1



Şekil 2. Ölçüm aparatlarının genel görünümü.

4 ÖLÇÜM YÖNTEMİ

Linyit açık ocağı ÇG-1 panosunda karşılaşılan duraysız şevde, zamana bağlı yatay ve düşey deformasyon değerlerini belirlemek amacıyla inklinometre ve manyetik oturma ölçerler kullanılmıştır. Her iki ölçüm cihazı aynı sondaj kuyusunda kullanılmıştır. Sondaj ölçüm kuyusunda



Şekil 3. Ölçüm kuyusuna yerleştirilen ölçüm aparatlarının şematik görünümü (Mıh, 2011).

önce inklinometre ölçümleri için inklinometre algılayıcısı (prob) kullanılmış daha sonra ise aynı kuyuda manyetik oturma ölçer algılayıcısı (prob) kullanılmıştır.

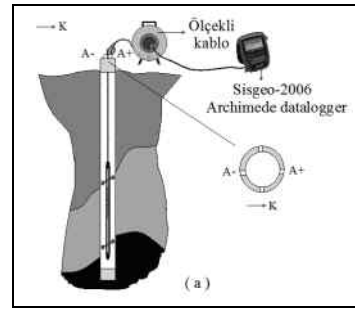
4. 1 İnklinometrik ölçüm yöntemi ve sistematığı

Ölçüm borularının kuyu içerisine yerleştirilmesi işlemi sonrasında gerçekleştirilen çimento-bentonit-sü (Machan & Bennett 2008) karışımının donmasını takip eden ertesi gün referans ölçümleri daha sonraki tarihlerde ise sistematik ölçümler yapılmıştır. Ölçüm tarihleri Çizelge 2’de sunulmuştur.

Yatay deformasyonları takip etmek için gerçekleştirilen inklinometrik ölçümlerde, Sisgeo-2006 (Archimede datalogger) model inklinometre okuma ünitesi kullanılmıştır (Şek. 4). Kuzey yöne bağlı seçilen inklinometre borusundaki referans rayda ilk ölçüm yapılmış daha sonra ise inklinometre algılayıcısı 180° çevrilerek tekrar kuyu içerisine indirilmiş ve ölçümler yine aynı sistematikte yeniden alınmıştır. Bu işlem, ilk ölçüm sonuçlarının kontrolü için gerçekleştirilmektedir. Şekil 4’de görüldüğü gibi kuyu tabanına indirilen inklinometre algılayıcısı yukarı doğru her 0,5 m’de bir durdurularak o noktadaki kuyu ekseninde oluşan açıl saptırma kablo yardımıyla okuma ünitesine kayıt edilmiştir.

Çizelge 2. Üst ve alt kuyuda yapılan inklinometrik ölçüm tarihleri.

Ölçüm Numarası	Üst Kuyu Ölçüm Tarihleri	Ölçüm Numarası	Alt Kuyu Ölçüm Tarihleri
Referans ölçümü	12.11.2010	Referans ölçümü	12.11.2010
1. ölçüm	03.12.2010	1. ölçüm	12.11.2010
2. ölçüm	29.12.2010	2. ölçüm	03.12.2010
3. ölçüm	25.01.2011	3. ölçüm	29.12.2010
4. ölçüm	25.03.2011	4. ölçüm	25.01.2011
5. ölçüm	17.05.2011	5. ölçüm	25.03.2011
6. ölçüm	27.05.2011	6. ölçüm	17.05.2011
7. ölçüm	02.06.2011	7. ölçüm	27.05.2011
8. ölçüm	17.06.2011	8. ölçüm	02.06.2011
		9. ölçüm	17.06.2011



Şekil 4. İnklinometrik ölçüm.

İnclinometrik ölçümler her 0,5 m'de bir yapıldığı için her ölçüm noktasına ayrı ayrı istasyon isimlendirmesi yapılmıştır. Ölçümlerin yapıldığı yerdeki üst kuyu için 62, alt kuyu için ise 23 istasyon noktası tespit edilmiştir. Üst ve alt kuyu için istasyon nokta isimlendirmeleri örnek olarak 5. metre için ÜST-5.0 ve ALT-5.0 olarak yapılmıştır. Gerçekleştirilen ölçümler lisansı Smart ve Incl2 adı bilgisayar programları yardımıyla grafiksel sonuçlara dönüştürülmüştür.

4. 2 Manyetik oturma ölçüm yöntemi ve sistematığı

Manyetik oturma ölçümleri, inklinometre ölçümlerinin yapıldığı aynı ölçüm kuyusunda gerçekleştirilmiştir. Bu ölçüm için inklinometre boruları üzerine yerleştirilen manyetik halkalardan faydalanılmıştır. Manyetik halkalar genel olarak üst kuyuda 6 m’de bir, alt kuyuda ise 3 m’de bir yerleştirilmiştir.

Ölçüm borusu üzerine yerleştirilen manyetik halkalar, R harfiyle istasyon noktası olarak isimlendirilmiştir. Üst ve alt kuyuda manyetik oturma ölçümlerinin yapıldığı tarihler Çizelge 3’de

ölçümlerde kullanılan manyetik halkaların konumları ise Çizelge 4'te verilmiştir.

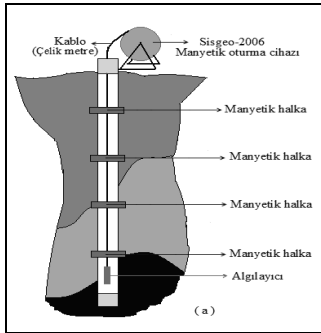
Ölçümlerde Sisgeo-2006 model manyetik oturma cihazı kullanılmıştır. Şekil 5'te görüldüğü gibi manyetik oturma algılayıcısı kuyu içerisine önce indirilmiş daha sonra ise algılayıcı yukarı doğru dikkatlice çekilmiştir. Algılayıcı manyetik halkaya geldiğinde sesli sinyal vermiş böylece sesin oluştuğu derinlik yani manyetik halkanın bulunduğu derinlik algılayıcıya bağlı çelik metre ile tespit edilebilmiştir. Ölçümler, her ölçüm tarihinde 3 kez tekrarlanmış ve ortalama değeri dikkate alınmıştır. Ölçüm sonuçları Excel PC programına aktarılmış ve zamana bağlı ilgili grafikler hazırlanmıştır.

Çizelge 3. Üst ve alt kuyuda yapılan manyetik oturma ölçüm tarihleri.

Ölçüm Numarası	Üst Kuyu Ölçüm Tarihleri	Ölçüm Numarası	Alt Kuyu Ölçüm Tarihleri
Referans ölçümü	12.11.2010	Referans ölçümü	12.11.2010
1. ölçüm	03.12.2010	1. ölçüm	03.12.2010
2. ölçüm	29.12.2010	2. ölçüm	29.12.2010
3. ölçüm	25.01.2011	3. ölçüm	25.01.2011
4. ölçüm	25.03.2011	4. ölçüm	25.03.2011
5. ölçüm	02.06.2011	5. ölçüm	02.06.2011
6. ölçüm	17.06.2011	6. ölçüm	17.06.2011

Çizelge 4. Manyetik halkaların ölçüm kuyusundaki ilk konumları.

Manyetik Halka İst. No	Derinlik (m)	Manyetik Halka İst. No	Derinlik (m)
ÜST-R1	4,898	ALT-R1	3,565
ÜST-R2	10,936	ALT-R2	7,026
ÜST-R3	17,007	ALT-R3(Ref.)	11,339
ÜST-R4	23,297	Kuyu dibi	11,500
ÜST-R5	28,685		
ÜST-R6(Ref.)	30,407		
Kuyu dibi	31,000		



Şekil 5. Manyetik oturma ölçümü.

5 ŞEVDE YAPILAN ÖLÇÜMLER

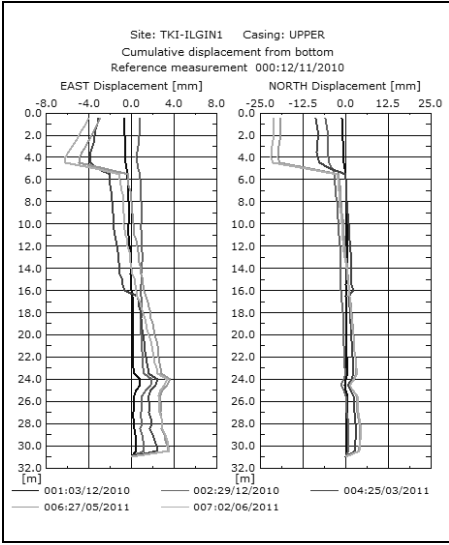
Bu araştırma çalışmasında, yatay ve düşey deformasyon davranışlarını belirlemek amacıyla gerçekleştirilen ölçüm çalışmalarından elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş ve yorumlanmıştır.

5.1 İnklinometre ölçüm sonuçları

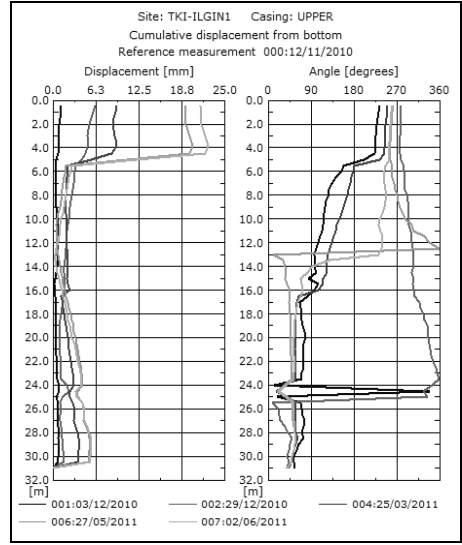
Yatay deformasyonların ölçüldüğü inklinometre ölçümleri, üst ve alt ölçüm sondaj kuyusunda yaklaşık 7 ay boyunca yapılmıştır.

Üst ve alt ölçüm kuyusuna ait toplam (cumulative) deformasyon ölçümlerine ait grafikler Şekil 6, 7, 8 ve 9'da sunulmuştur. Şekil 6 ve 8'de doğu ve kuzey yönler, grafik eksenlerinde pozitif (+) sayılarla diğer yönler ise negatif (-) sayılarla ifade edilmektedir. Bu tür grafiklerde kuyu ekseninin değiştiği kritik noktaları belirlemek ancak görsel olarak mümkün olabilmektedir. Belirtilen grafiklerin görsel incelenmesinde üst kuyu ekseninin ÜST- 4.5, ÜST- 5.0, ÜST- 6.5, ÜST- 25.0 ve ÜST- 31.0 istasyonlarında orijinal kuyu ekseninden saptığı söylenebilir. Aynı şekilde alt kuyuda ise ALT- 2.0 ALT- 4.5, ALT- 5.5, ALT- 6.5 ve ALT- 9.0 nolu istasyonlarda eksenel sapma olduğu görülmektedir. Ancak kayma düzleminin kesin olarak hangi iki noktadan (üst ve alt kuyu için) geçeceğini belirlemek bu koşul altında pek mümkün görülmemektedir. Bundan dolayı bu kritik noktaların tam olarak belirlenebilmesi için Incl2 yardımıyla alınabilen diğer bir grafik türü olan fark (incremental) grafiklerine başvurulmuştur (Şekil 10, 11, 12 ve 13). Hazırlanan grafiklerden en olası kayma düzleminin geçeceği kritik noktaların üst kuyu için ÜS-4.5(4,5 m) istasyon noktasında, alt kuyu için ise ALT-5.0 (5,0m) istasyon noktasında olduğu tespit edilmiştir. Bu olası kayma düzlemine alternatif diğer kayma düzlemlerinin geçebileceği kritik noktaların sırasıyla; ÜST-16.0/ALT-5.0, ÜST-24.0/ALT-5.0 ve ÜST-31.0/ALT-11.0 olabileceği anlaşılmıştır. Bu alternatif noktalardan ikinci derecede olma olasılığı yüksek olan kayma düzleminin ise ÜST-31.0/ALT-11.0 noktalarından geçebileceği sonucuna varılmıştır. Ancak gerçekleştirilen saha ölçümlerinden ve jeolojik yapıdan en olası kayma düzleminin ilk belirtilen ÜST-4.5/ALT-5.0 noktalarından geçtiği varsayılarak değerlendirmeler yapılmıştır.

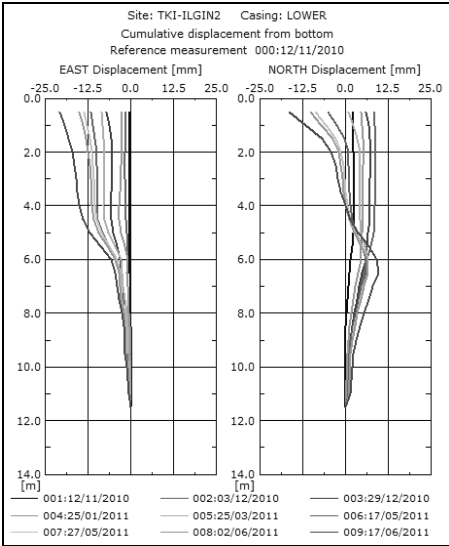
Şekil 10 ve 12'de kuyu eksenine bağlı sunulan fark (incremental) grafiklerinin hazırlanmasında kullanılan değerler her bir istasyon noktası için ayrıca Incl2 yazılımı yardımıyla zamana bağlı deformasyon grafikleri halinde alınabilmektedir.



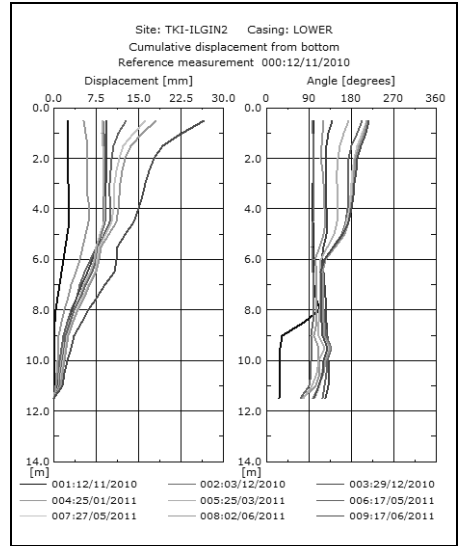
Şekil 6. Üst kuyuda inklinometrik ölçüm değerlerinin kuzey ve doğu yönlerindeki grafiksel yorumu.



Şekil 7. Üst kuyuda toplam deformasyon ve açılma değişim değerlerinin grafiksel yorumu.



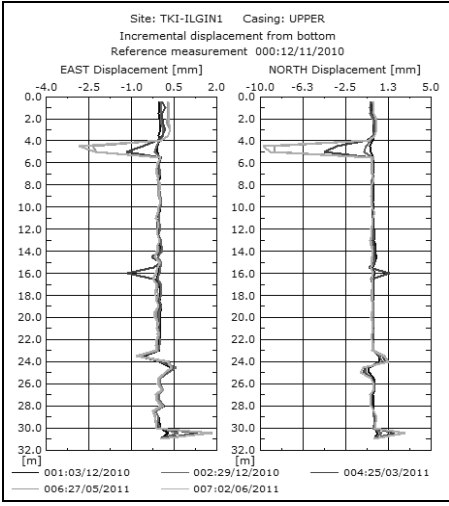
Şekil 8. Alt kuyuda inklinometrik ölçüm değerlerinin kuzey ve doğu yönlerindeki grafiksel yorumu.



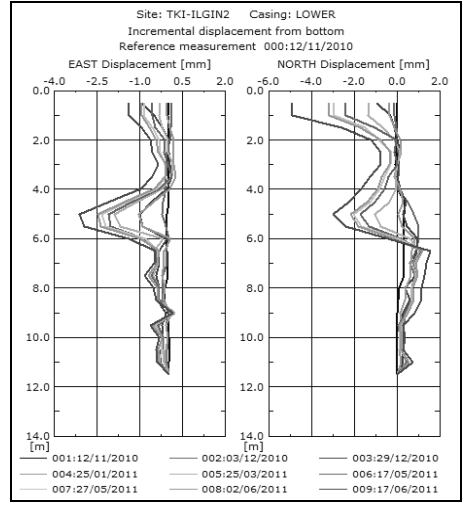
Şekil 9. Alt kuyuda toplam deformasyon ve açılma değişim değerlerinin grafiksel yorumu.

Her iki ölçüm kuyusunda yapılan son ölçümlere ait fark (incremental) deformasyonların hızsal ve ivmesel büyüklükleri hesaplanmıştır. Kuyu içerisindeki tüm istasyonların son ölçüme ait hız ve ivme değişimleri Şekil 14 ve 15’de sunulmuştur. Şekil 10 ve 12’de ki gibi kritik noktaların ÜST-4.5 ve ALT-5.0 olduğu teyit edilmiştir.

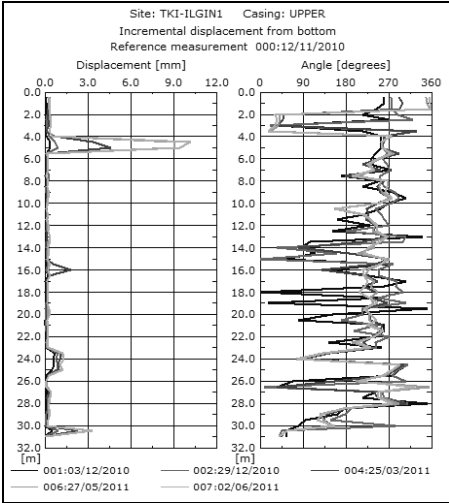
Sonuç olarak gelişen dairesel kayma düzleminin sırasıyla; çekme çatlağından, üst kuyunun ÜST-4.5 istasyon noktasından, alt kuyunun ALT-5.0 istasyon noktasından ve ocak taban noktasından geçeceği varsayılmış ve Şekil 16 hazırlanmıştır. Ulaşılan veriler yardımıyla kayan kütle hacminin yaklaşık 47000 m³ olduğu belirlenmiştir.



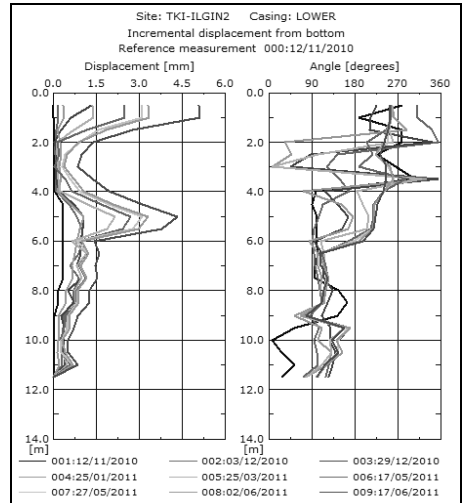
Şekil 10. Üst kuyuda istasyon noktaları için Kuzey ve Doğu yönlilerindeki fark (incremental) grafikleri.



Şekil 11. Alt kuyuda istasyon noktaları için Kuzey ve Doğu yönlilerindeki fark (incremental) grafikleri.



Şekil 12. Üst kuyuda istasyon noktaları için deformasyon ve açısal değişim fark (incremental) grafikleri.



Şekil 13. Alt kuyuda istasyon noktaları için deformasyon ve açısal değişim fark (incremental) grafikleri.

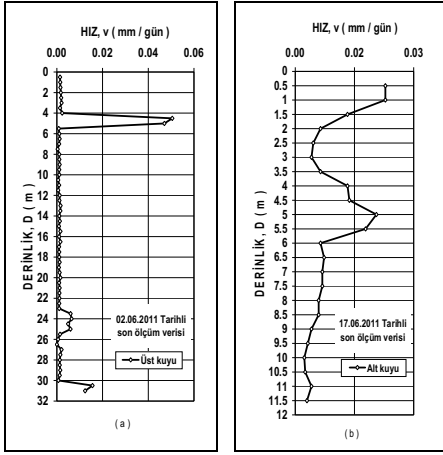
5.2 Manyetik oturma ölçüm sonuçları

Üst ve alt kuyuda gerçekleştirilen manyetik oturma ölçümlerine ait ilgili grafikler hazırlanmıştır. Şekil 17'de görüldüğü gibi üst kuyu manyetik oturma ölçümlerinden kuyuda 11 mm'ye varan düşey oturmalar olduğu tespit edilmiştir. Alt kuyuda ise çok az kabarmalar ile birlikte zaman içinde 15 mm ulaşan düşey oturmalar olduğu belirlenmiştir (Şekil 18).

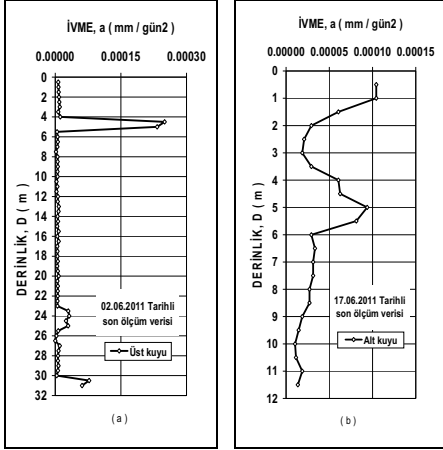
6 SONUÇLAR

Bu çalışmadan yapılan çıkarımlar aşağıda sunulmuştur.

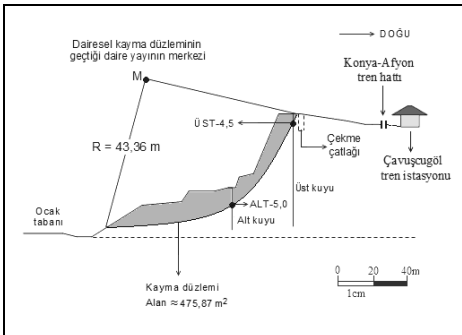
1. Fark (incremental), hız ve ivme grafiklerinden üst ve alt kuyu için kuyu eksenindeki kritik sapmaların sırasıyla 4,5. (ÜST-4.5) ve 5,0. (ALT-5.0) metrelerinde olduğu anlaşılmıştır.



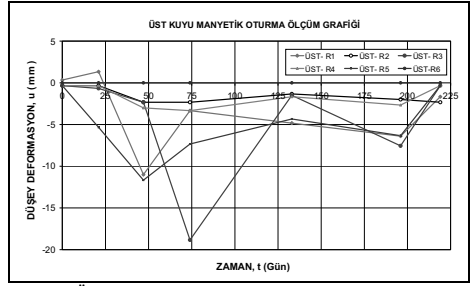
Şekil 14. Son ölçüm tarihine ait üst ve alt kuyu için istasyon noktalarındaki hız grafikleri.



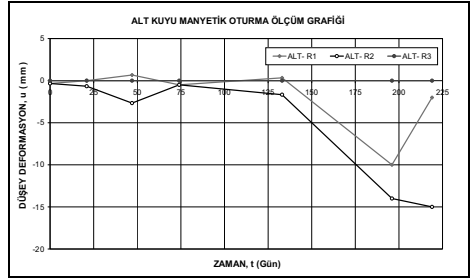
Şekil 15. Son ölçüm tarihine ait üst ve alt kuyu için istasyon noktalarındaki ivme grafikleri.



Şekil 16. Kayma düzleminin kesit görünümü (Mih, 2011).



Şekil 17 Üst kuyu için manyetik oturma ölçüm grafiği.



Şekil 18. Alt kuyu için manyetik oturma ölçüm grafiği.

2. Üst ve alt kuyunun ağız kısımlarında ölçülen yatay deformasyonların sırasıyla; 21,43 mm, 26,58 mm, hız değerlerinin; 0,106 mm/gün, 0,176 mm/gün ve ivme değerlerinin; 0,000525 mm/gün², 0,000795 mm/gün² olduğu belirlenmiştir.
3. Üst kuyuda belirlenen kritik noktadaki (istasyon no: ÜST-4.5) deformasyon, hız ve ivme değerleri sırasıyla; 22,12 mm, 0,1095 mm/gün, 0,000542 mm/gün² iken alt kuyuda istasyon no: ALT-5.0 için bu değerlerin sırasıyla; 12,54 mm, 0,0205 mm/gün, 0,000094 mm/gün² olduğu tespit edilmiştir.
4. İnklinometre ölçümlerinden belirlenen dairesel kayma düzlem yarıçapının 43,36 m, kayan kütle hacminin ise 47000 m³ olduğu hesaplanmıştır.
5. Düşey deformasyonların izlendiği manyetik oturma ölçümlerinden üst kuyuda ortalama 11 mm, alt kuyunun ise 15 mm düşey yönde oturduğu belirlenmiştir.
6. TKİ-GLİ-İlgın Linyit işletmesi maden ocağının doğu şevinin 210 gün boyunca izlenmesi sonucunda şevin ocak içerisine doğru güney-batı istikametinde dairesel kayma düzlemi oluşturarak kaydığı belirlenmiştir.
7. Mevcut şevin üçüncü basamağından ocak nakliye yolu geçmektedir. Yolum işlevi dikkate alınırca şevin güvenlik katsayısının (GK) 1'in üzerinde çıkarılması için mevcut genel şev

açısının 33° den daha düşük bir açıya düşürülmesi gerekmektedir. Ancak bu koşulun gerçekleştirilmesi için yapılan görgül analizlerden şev açısının 8° ye kadar düşürülmesi gerektiği belirlenmiştir. Bu durum çok fazla dekapaj gerektirmekle birlikte pratikte demiryolunun konumu nedeniyle pek mümkün görülmemektedir. Duraylılığın sağlanmasında yolun altında kalan dördüncü basamağın önüne yapay bir topuğun oluşturulması daha anlamlı olacaktır. Bunun için yeni geometrik yapıya ait model üzerinde sayısal çözümlemelerin yapılması yerinde olacaktır.

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.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, TKİ-GLİ-İlgın Linyit İşletmesi yöneticilerine ve ocak mühendislerine bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde sürekli gösterdikleri ilgi ve desteklerinden dolayı ve ayrıca maddi kaynak sağlayan SÜ-BAP Koordinatörlüğüne (Proje No: 10201072) ve ölçüm cihazlarının temin edilmesinde kaynak sağlayan TUBİTAK'a (Proje No: 106M126) teşekkür eder. Ayrıca yazarlar, bildiriye değerlendiren ve katkı koyan hakemlere teşekkür eder.

KAYNAKLAR

- Arslan, C., 2010. TKİ-İlgın Linyit Ocağı ÇG-2 panosunun elektriksel direnç ölçümüyle rezerv değerlendirilmesi, Selçuk Üniversitesi-Fen Bilimleri Yüksek Lisans Tezi, 74s.
- Hoek, E., and 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.
- Machan, G. and Bennett, V. G., 2008. Use of Inclinoimeters for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects, Transportation Research Board of The National Academies, Washington, 19pp.
- Mıh, M., 2011. TKİ-GLİ-İlgın Linyit İşletmesi ÇG-1 Panosunda İnklinometre ve Manyetik Oturma Kolon Ölçer Cihazları ile Şev Duraysızlığının İzlenmesi, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü-Maden Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi, 138s., Konya.
- Özgenoğlu, A., 1986. Madencilikte Şev Duraylılık Analizi Yaklaşımları, Madencilik, 1, 17-27.
- Terzaghi, K., 1950. Mechanism of landslides, The Geological Society of America, Application of Geology to Engineering Practise, Barken Volume, 83-123.
- 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., pp. 12-33.

Bireysel kaya kamaları uzaysal konumlarının çeşitliliği *Variability of spatial positions of individual rock wedges*

Alparslan Turanboy

Selçuk Üniversitesi, Seydişehir Meslek Yüksekokulu, Konya.

ÖZET: Şev duraysızlıkları, ortam koşullarına bağlı olarak mevcut yapısal zayıflıklar olarak nitelendirilen süreksizlikler boyunca oluşmaktadır. Kaya şevlerinde, duraysızlıkların en yaygın ve iyi bilinen türü, kama türü kayma yenilmeleridir. Bu tür duraysızlığa neden olan yapı, kesişen iki süreksizliğin oluşturduğu bir dörtyüzlü(tetrahedron) kama bloğu olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca özellikle denge sınır ve buradan türetilen diğer analiz yöntemlerinde, iki süreksizliğin birbirlerini ve şev aynasını diyagonal olarak kestikleri böylece olası kayma yönlerinin kesim doğrusu ve daha yatık olan süreksizlik yüzeyi tarafında kontrol edildiği varsayılmaktadır ve duraylılık analizleri, bu temelde ele alınmaktadır. Halbuki iki süreksizlik yüzeyi ve iki şev yüzeyinden(kazı ve şev üstü yüzeyler) oluşan dörtyüzlünün geometrisi bir çok farklılık içerir. Bu çalışmada, kama geometrisi, şev duraylılığı analizlerinde kullanılan klasik geometrik yaklaşımı yerine, kesim doğrusu, nokta ve yüzeyler temelinde yeniden 2 ve 3 Boyutlu (2B, 3B) olarak sınıflandırılmış ve yorumlanmıştır. Ayrıca olası kayma doğru ve/veya yüzeyleri bu sınıflandırma üzerinde incelenerek, tüm analiz yöntemlerinde ilk ve en önemli adım olarak nitelendirilen geometrik yordamyeniden ortaya konulmuştur.

ABSTRACT: Slope Instabilities, depending on the environmental conditions along the discontinuities is described as composed of the existing structural weaknesses. The most common and best known mode of instabilities is wedge mode in rock slopes. This kind of structure that is causing instability, a tetrahedron formed by two intersecting discontinuity is defined as the wedge block. In addition, in especially the limit equilibrium technique and other analysis methods derived from it, two discontinuities cut each other and slope surface as diagonally so it is assumed that the failure direction is controlled more oblique discontinuity surface and intersection. Stability analysis, are discussed on this basis. However, the surface of discontinuity, and the two-slope surface composed of two different tetrahedron geometries contains a lot of differences.

Wedge geometry was classified and recommended, instead of the classical geometric approach, on the basis intersection line of points and surfaces as 2, and 3-Dimensional (2D, 3D). In addition to the possible slip and / or surfaces were examined using this classification, The first and most important step in all methods of analysis was described as geometric procedure set out again.

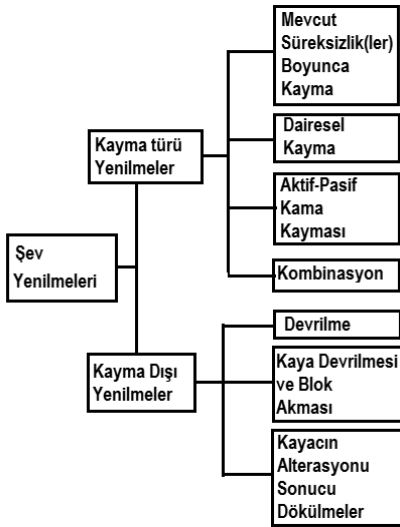
1 GİRİŞ

Birçok kaya mühendisliği uygulamasında olduğu gibi kaymaya neden olabilecek bloklarında açık bir şekilde temsil edilmesi, problemin çözülmesinde hayati önem taşımaktadır. Geometrik tanımlama ve görselleştirme modellerinin vazgeçilmez adımlarıdır. Klasik veya sayısal analizlerin temeli de kaya kütlesi, içinde açılan şev gibi mühendislik yapıları ve duraysızlığa neden olan blokların geometrik analizlerini içermektedir.

Açık işletmelerde ve yamaçlarda açılan karayollarının yapımında, proje safhasında ilk olarak ele alınması gerekli konu olan, ortaya çıkacak şevlerin duraylılığın sağlanması, mühendislik açısından büyük öneme sahiptir. Şevlere verilmesi düşünülen açının dik olması her ne kadar ekonomik yönden istenilir ise de, ortaya çıkabilecek şev bozulmaları nedeni ile uğranılacak maddi ve insan hayatı şeklindeki zararlar, elde edilecek avantajları yok edebilir. Sonuç olarak; emniyet ile ekonomi arasındaki optimizasyonu sağlamak için şev veya şevlere verilmesi gerekli optimum geometriyi

bulmak hayati önem taşımaktadır. Dolayısıyla, mühendislik jeolojisi ve jeoteknik mühendisliğinin en temel problemlerinden birisi doğal veya insan yapısı şevlerin duraylılığını değerlendirmek ve korumaktır (Kumsar vd. 2000).

Şev yenilmelerinin mekaniği çok çeşitli olabilmektedir. Yenilme mekanizmasının belirlenmesi, yapılacak duraylılık analizleri ve daha sonra olası yenilmeyi engelleyecek önlemlerin saptanması için son derece önemlidir. Şevlerde duraysızlık türlerini Şekil 1’de verildiği gibi kayma türü yenilmeler ve kayma dışı yenilmeler olmak üzere önce iki ana sınıfa daha sonra da alt sınıflara ayırmak mümkündür (Özgenoğlu 1986).



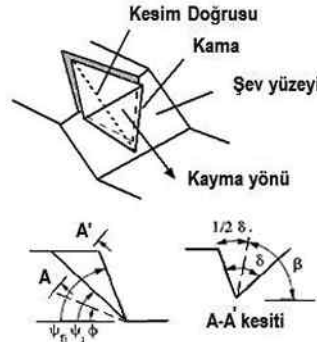
Şekil 1. Şev yenilmelerinin sınıflandırılması (Özgenoğlu 1986).

Kaya mühendisliğinde, şev duraysızlıkları, ortam koşullarına bağlı olarak mevcut yapısal zayıflıklar olarak nitelendirilen fay, eklem, tabakalanma düzlemleri gibi mekanik anlamda zayıf olan süreksizlikler boyunca oluşan kaymalar veya kaymaya karşı direncin en az olduğu noktalar boyunca meydana gelmektedir. Süreksizliklerin neden olduğu en karakteristik kayma türü, mekanizması düzlemsel kayma ile ilişkilendirilen kama türü kaymadır. Genel anlamda, kama türü kayma, iki süreksizliğin şev aynasını diyagonal olarak kesmesi halinde söz konusu olacaktır. Bu tür duraysızlığa neden olan yapı, kesişen iki süreksizliğin oluşturduğu dört yüzlü bir kama bloğu olarak tanımlanmaktadır. Ayrıca özellikle denge sınır ve buradan türetilen diğer analiz yöntemlerinde kesişen iki süreksizliğin birbirlerini ve şev aynasını

diyagonal olarak kestikleri böylece olası kayma yönlerinin kesim doğruları ve daha yatık olan süreksizlik yüzeyi tarafında kontrol edildiği varsayılmaktadır.

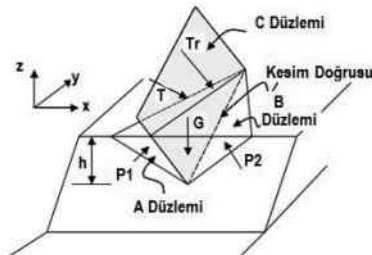
2 KAMA VE KAYMA GEOMETRİSİ

Birbirini çapraz kesen iki süreksizliğin ve şev serbest yüzeylerinin oluşturduğu dört yüzlü geometrisi (Hudson & Harrison 1997) Şekil 2’de sunulmuştur.



Şekil 2. Kama geometrisinin temel ilişkileri (Hudson & Harrison 1997)

Bir dört yüzlü kama kayması, şu yollardan biri boyunca oluşabilmektedir (Piteau & Martin 1982).
 . İki süreksizlik düzlemi üzerinde, kesim doğrusu boyunca,
 . Tek bir düzlem boyunca
 . Tekbir düzlem boyunca dönerek,
 . Yoğun eklemli kayada kamalarla şekillenmiş, düzlemler boyunca kayanın giderek yenilmesi.
 Dört yüzlünün üzerine etki eden tüm iç ve dış kuvvetler ise, Şekil 3’te sunulmaktadır (Wang vd. 2004).



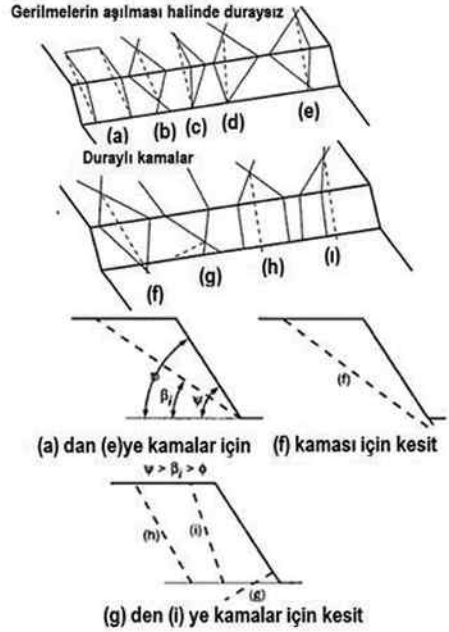
Şekil 3. Kama bloğu içeren bir şev ve kama bloğu üzerine etkiyen kuvvetler. (G: Kamanın ağırlığı; T: Dışarıdan etki eden yük; P1 ve P2: A ve B düzlemlerine etki eden reaksiyon; Tr: bileşke yük) (Wang vd. 2004).

Wang vd. (2004), iki süreksizlik düzlemi üzerinde kayma durumunu dikkate alarak C düzlemi, iki süreksizliğin kesim doğrusu ve bileşke kuvvet T_r boyunca tanımlamaktadır. Eğer T_r nin yönü aşağı yönde ve A ve B düzlemleri arasında uzanıyorsa, kaymanın bu iki süreksizlik boyunca olacağı, T_r nin yönü aşağı yönde iken A ve B düzlemleri arasında değilse, kaymanın bu düzlemlerden birisi üzerinde olacağı öngörülmüştür.

Brawner & Milligan (1971), Şekil 4'te düzenlendiği gibi, bazı blokların kinematik şartlarda mümkün olabileceği veya olmayacağı kayma durumlarını tasvir etmişlerdir. Bu alanda ilk sınıflama örneği olması açısından önemlidir.

Kinematik analizler kayma mekanizmasını açıklamada en yaygın araç olarak kullanılan geometri temelli analizlerdir. Bu konuda, tek bir düzlem, iki düzlem ve süreksizliklerin kesim doğruları boyunca kayma olmak üzere kaymanın mekanizması ortaya konulmaya çalışılmıştır. Jeolojik, verilerin değerlendirilmesi ve kinematik analizlerde eş alan (Lambert veya Schmidt) ve eş açı (Stereografik veya Wulff) projeksiyon teknikleri mevcut olup, geometrik özellikleri nedeniyle eş açı stereografik ağı, mühendislik çalışmaları daha çok tercih edilir (Hoek & Bray 1981).

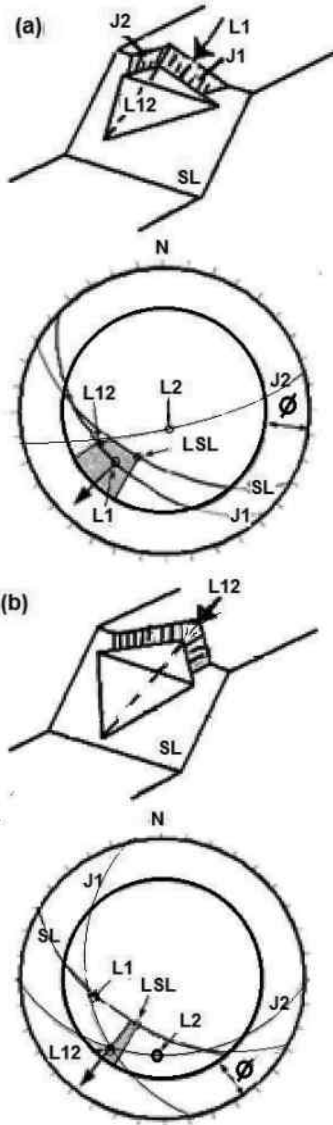
Hocking (1976), Stereografik eş açılı yarı küre çözümlemelerinde, kayma yüzey(ler)ine göre iki tür kama türü kayma tanımlamıştır. Bunlar tek ve iki düzlem üzerinde kaymalardır. Eğer kayan bir kama iki süreksizlik düzlemiyle sınırlanmışsa, Bir tek yüzey üzerinde kayma (Şekil 5a'nın üst kısmı), kama tabanını sınırlandıran eklem yüzeyi üzerinde tanımlanırken, İki düzlem üzerinde kayma (Şekil 5b'nin üst kısmı), kesim doğrusuna paralel her iki süreksizlik düzlemi üzerinde tanımlanır. Eğer süreksizlik düzlemlerinin birisinin (örnekte J1) gerçek eğim (L1) kesim doğrusu (L12) ve şev yüzeyinin gerçek eğimi (LSL) arasındaki alan(gri bölge) uzanıyorsa (Şekil 5a' nın alt kısmı), tek bir yüzey üzerinde kayma söz konusu olabilir (Hocking 1976). Cruden (1978)' e göre; eğer kama oluşturan yüzeylerin birisi veya ikisinin gerçek eğimi gri bölgede ise, kama tek bir yüzey üzerinde, buna karşılık kesim doğrusu (L12) kayma zarfı üzerinde ve L1 ve L2 nin her ikisi de gri bölgenin (Şek. 5b'nin üst parçası) dışında uzanıyorsa, iki süreksizlik yüzeyi üzerinde kayma meydana gelecektir. Eğer L1 ve L2 nin ikisi de gri alana düşerse kama tek bir yüzey üzerinde kayabilecektir. Bu yüzeyin eğim yönü şev yüzeyinin eğim yönüne yakındır. Öcal & Özgenoğlu (1997). Yoon vd. (2002), yine benzer bir çalışmayı çok yüzlü şevler (iki ve daha fazla) üzerinde gerçekleştirmiştir.



Şekil 4. Bazı blokların mümkün kayma şartlar (Brawner & Milligan 1971'dan düzenlenmiştir).

Kaya kütlelerinde süreksizliklerin denetiminde oluşabilecek duraysızlıkların değerlendirilmesi ilkeleri Hoek & Bray (1974) ve Goodman & Shi (1980) tarafından ortaya konulan teknikler klasik ve sayısal analizlerde yoğun olarak kullanılmaktadır. Bu tekniklerde kullanılan süreksizliklerin geometrileri ve uzaysal konumları vazgeçilemez esas girdilerdir. Yine, özellikle ilk değerlendirme amacıyla kullanılan stereografik analizlerle kinematik çözümlemeler için süreksizlik geometri ve konumları doğrudan kullanılan özelliklerdir.

Limit denge analizlerini içeren birçok kaynakta, kama kayması tek bir profille değerlendirilip, düzlemsel kayma ile ilişkilendirilmektedir. Halbuki kamayı oluşturan kesim doğrusunun eğimi üç bileşene sahiptir ve kama türü kaymanın geometrisinin iyice anlaşılıp, detay analizlerde kullanabilmek üzere onları amaca uygun sistematik olarak tanımlamak bu konuda pratik bir sınıflama gerekmektedir.



Şekil 5. Stereografik çözümleme; (a) Tek düzlem üzerinde kayma. Kayan bloğun kayma yönü(kalın ok) ile L1 aynı. (b) İki düzlem üzerinde kayma. Kayan bloğun kayma yönü(kalın ok) ile L12 aynı. (şev yüzeyini temsil eden büyük daire, SL; İki süreksizlik düzlemini temsil eden büyük daireler, J1 ve J2; Şev yüzeyinin gerçek eğimi; LSL, J1 ve J2 süreksizliklerinin gerçek eğimi; L1 ve L2; J1 ve J2 nin kesim doğrusu; L12; Süreksizliklerin sürtünme açısı(örnekte, $\Phi=30^\circ$) (Hocking 1976).

Bu amaç doğrultusunda, bu çalışmada kama türü kayma geometrisi analiz edilmektedir. Şev duraylılığı analizlerinde kullanılan klasik geometrik yaklaşımı yerine, bir dörtüzlü olarak kama bloğunun uzaysal pozisyonları kesim doğru, nokta ve yüzeyler temelinde, yeniden iki ve üç boyutlu (2B, 3B) olarak sınıflandırılmış ve yorumlandırılmıştır. Ayrıca olası kayma doğru ve/veya yüzeyleri bu sınıflandırma üzerinde incelenerek, tüm analiz yöntemlerinde ilk ve en önemli adım olarak nitelendirilen geometrik yordam yeni bir yaklaşım olarak ortaya konulmuştur.

3 GEOMETRİK MODEL

Modelin içeriği şöyle sıralanabilir:

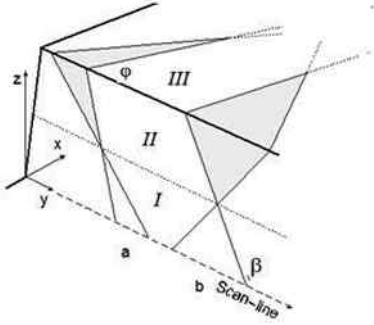
Muhtemel kama kütlelerinin görünür izlerine göre sınıflandırma,

- . 3 boyutlu dörtüzlünün kesim noktaları dikkate alınarak iki boyuta dönüşümü;
- . 2 B sınıflama sisteminin oluşturulması.

Ayrıca, teorik çalışmadaki varsayımlar şöyle sıralanabilir:

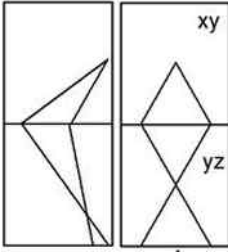
- . Kaya kütlesi düzgün prizmatik bloklar olarak kabul edilmektedir(Kazı yüzeyi dik ve basamak üst yüzeyi yatay).
- . Kayma mekanizması sadece geometri içermekte, kohezyon ve içsel sürtünme içermeyen yüzeyler ve kesim doğruları doğrusal kabul edilmektedir.
- . Dik ve paralel(şev üst kenarı hariç) tüm doğru ve düzlemler ihmal edilmiştir.
- . Üç noktanın aynı anda aynı doğru üzerinde bulunması ihmal edilmiştir.

Öncelikle, kazı yüzeyi ve basamak üst yüzeyi üç bölüm halinde incelenmiştir (Kazı yüzeyi kesim noktalarından itibaren iki kısma ayrılmıştır). Kazı yüzeyinde, I. bölgede, kama kütlelerinin izleri göz önüne alındığında, bu izlerin ya dar açı ya da geniş açılar yaptığı görülür. II. Bölgede ise, bu açılarının tersinin olduğu basitçe görülebilir. III. Bölgede(Basamak üst yüzeyi) ise oluşan üçgen için böyle bir şart olmayıp, I. ve II. yüzeyden bağımsızdır. Bu durumda, kamanın serbest yüzeylerde oluşturduğu üçgen alanlar üçgeni oluşturan dar ve geniş açıları göz önüne alındığında, 2 grupta toplanabilir (Şek. 6). Oluşan yapıların simetrisinde söz konusu olursa dört tür yapıya ulaşılabilir.



Şekil 6. Görünür şev yüzeyinde mümkün kama yapısının izleri.

Sadece kamanın görünür iz ve alanları (gri alan, Şekil 6) için ise kesim noktalarının birbirlerine göreceli konumunun incelenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, 3 boyutlu yapının 2 boyuta dönüşümü faydalı olacaktır (Şek. 7).

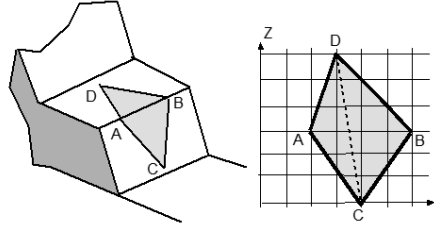


Şekil 7. İki kamanın görünür yüzeylerinin iki boyutlu gösterimi.

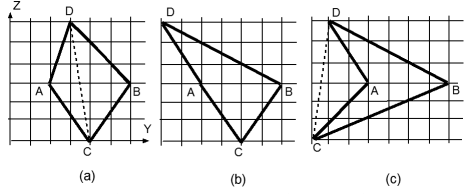
Bu adımda, XY düzleminde tanımlanan D noktasının (Şekil 8.) ZY düzlemine 90° dönüşümü gerçekleştirilmiştir. Bunun için dönüşüm matrisi Eşitlik 1’de sunulmuştur.

$$(x' y') = (xy) \begin{bmatrix} \cos 90^\circ & \sin 90^\circ \\ -\sin 90^\circ & \cos 90^\circ \end{bmatrix} \quad (1)$$

Burada, (x', y') dönüştürülmüş nokta ve (x, y) orijinal noktadır ve dönüşüm sadece D noktası içindir. Elde edilen 2 boyutlu düzlem bir ağ üzerinde incelenirse tüm kesim noktalarının (A, B, C ve D) muhtemel koordinatlar birbirlerine göre değerlendirilebilir (Şek. 8). Geometrik modelin temelini bu yapı oluşturmaktadır. Sınır koşulları Y ekseninde $B_y > A_y$ olarak verilirse, 3 temel durum elde edilmiş olunur (Şek. 9.)



Şekil 8. Kullanılan grid ve simetrik bir 2 boyutlu görünür kama yüzeyi.

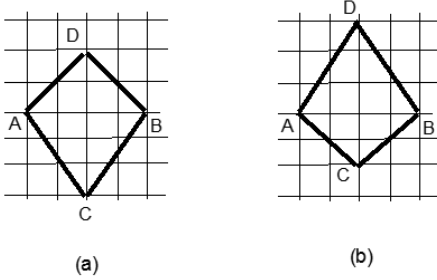


Şekil 9. Verilen sınır şartlarında kesim noktalarının olası pozisyonları. (a) $B_y > C_y > D_y > A_y$; (b) $B_y > C_y > A_y > D_y$; (c) $B_y > A_y > D_y > C_y$.

Şekil 9’da görüldüğü gibi, kama üzerine etkileyen yükler göz önüne alınmadığı takdirde, birinci durumda kesim doğrusu (kesikli çizgi) daima kamanın görünür izleri arasında iken, üçüncü durumda daima bu izlerin dışında kalmaktadır. İkinci durum ise süreksizlik izinin bu izler arasında kalıp kalmayacağı hakkında belirsizlik göstermektedir.

Bu belirsizlik, AC ve AB doğru parçalarının yatayla yaptığı açı değerlerinden yola çıkılarak aşılmaktadır. Kullanılabilecek açılar II nolu alanda (kazı yüzeyinde) α (süreksizliğin görünür eğimi) ve III nolu alanda (basamak üst yüzeyinde) ϕ (süreksizliğin ve şevin doğrultusuna bağlı açı). Bir kaya kütlesi içinde açılan basamağın ve içerdği herhangi bir süreksizliğin kuzeye ve birbirlerine göre konumları çok çeşitli olabilir. Dolayısıyla basamağın ve içerdği süreksizliğin birlikte kuzeye göre modellenmesi için tek bir açı değerine gereksinim duyulmaktadır. Bu açı (ϕ) basamak üstünde süreksizlik izi ile şev üst kenarı arasındaki açıdır (Turanboy & Ülker 2008). Bu çalışmada, şev üst kenarı (y eksen) kuzey yönünde varsayılmaktadır. Dolayısıyla ϕ açısı, süreksizliğin doğrultusu olarak verilmektedir. Böylece, Şekil 9’da ikinci durum için, $\phi > \alpha$ için, süreksizliklerin kesim doğrusunun, kama izlerinin oluşturduğu poligonun dışında, $\alpha > \phi$ koşulunda ise, bu poligonun içinde olduğu sonucuna varılır. Sonuç olarak, Şekil 9’da ikinci durum iki koşul gerektirdiğinden toplam dört muhtemel koşuldan söz edilebilir. Ayrıca bu dört

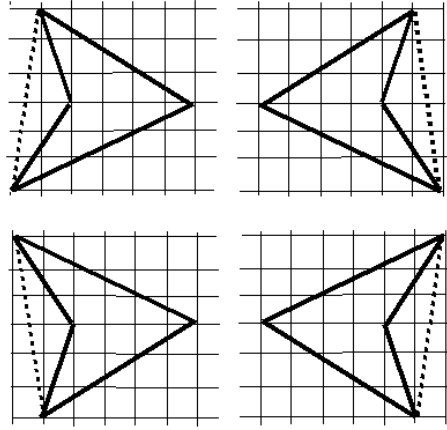
durumun simetrisi de göz önüne alınırsa toplam 8 muhtemel kombinasyona ulaşılır. Bunlardan dört tanesinde süreksizlik düzlemlerine ait kesim doğrusu poligon içinde, dört tanesi poligon dışında yer alacaktır. Sınır koşulları Şekil 10'da sunulmaktadır.



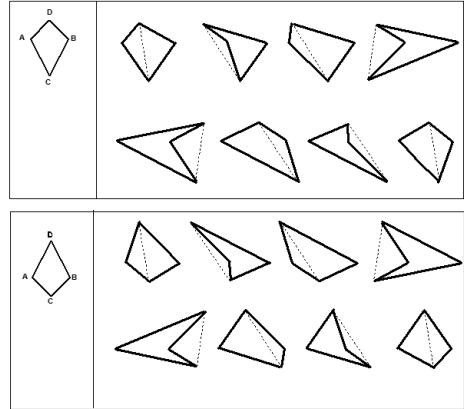
Şekil 10. Y ekseninde sınır koşulları; (a) $Dz > Az = Bz > Cz$ ve $Dz- Az(veya Bz)<Az(veya Bz)- Cz$; (b) ve $Dz > Az = Bz > Cz$ ve $Dz- Az(veya Bz) > Az(veya Bz)-Cz$.

Üç noktanın aynı anda aynı doğru üzerinde bulunması ihmal edildiği hatırlatılarak ve Şekil 10'daki simetrik poligonlar ihmal edilirse, Y eksenindeki 8 kombinasyon benzer şekilde 16 ya ulaşır. Bunlardan sekiz tanesinde süreksizlik düzlemlerine ait kesim doğrusu poligon içinde, sekiz tanesi poligon dışında yer alacaktır. Modele göre, tek bir düzlem boyunca veya dönerek kaymanın koşulları ise, dönüştürülmüş ZY düzlemi üzerinde tanımlanan(dönüştürülmüş) kesim doğrusunun yatayla yaptığı açının (σ) 90° den küçük olması ile öngörülmektedir. Bu durum, Şekil 9c'de verilen koşul göz önüne alınırsa dört adet tanımlanabilir (Şek. 11).

Tüm simetrik (Şek. 8 ve 10), üç noktanın bir doğru üzerinde bulunma (Şekil 9c) koşulları (doğal olarak bulunma olasılıkları çok düşük) ihmal edilirse yukarıda belirtilen 16 farklı 2B yapıya ulaşılır (Şek. 12).



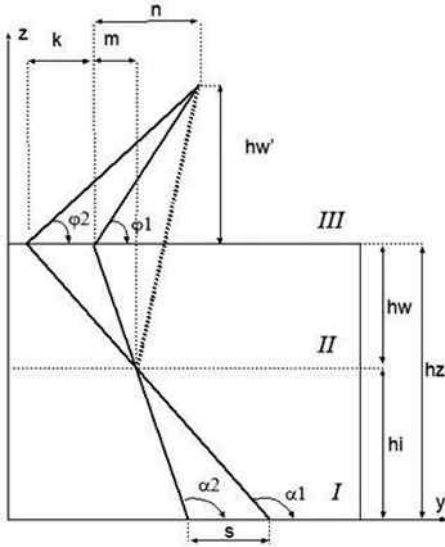
Şekil 11. Tek bir düzlem boyunca yenilmenin olabileceği 2B kama geometrileri.



Şekil 12. (a) $Dz > Az = Bz > Cz$ ve $Dz- Az(veya Bz)<Az(veya Bz)- Cz$; (b) ve $Dz > Az = Bz > Cz$ ve $Dz- Az(veya Bz) > Az(veya Bz)-Cz$. temel alınarak 16 farklı 2B kama yapısı.

4 GEOMETRİK İLİŞKİLER

Teorik çalışmada ayrıca, Şekil 11'de tanımlanan iki boyuta dönüştürülmüş kama yüzeyinin, şevin görünür yüzeyindeki geometrik ilişkiler yukarıda verilen koşullara göre tanımlanmıştır. Öncelikle, bir örnek üzerinde geometrik ilişkiler tanımlanıp, diğer koşullar matematiksel açıklamalar yapılacaktır. Şekil 13'te örnek bir (Şek. 11, alt sıra için) uygulama verilmiştir.



Şekil 13. Örnek bir 2B kama geometrisi ve tanımlamada kullanılan ilişkiler.

Temel trigonometrik eşitlikler ve matematiksel ilişkiler kullanılarak modelin boyutlarına ilişkin aşağıdaki eşitlikler elde edilmiştir.

$$hi = \frac{s * \tan(180 - \alpha_1) * \tan(180 - \alpha_2)}{\tan(180 - \alpha_2) - \tan(180 - \alpha_1)} \quad (2)$$

$$hw = hz - \left(\frac{s * \tan(180 - \alpha_1) * \tan(180 - \alpha_2)}{\tan(180 - \alpha_2) - \tan(180 - \alpha_1)} \right) \quad (3)$$

$$k = \frac{hw * (\tan(180 - \alpha_2) - \tan(180 - \alpha_1))}{\tan(180 - \alpha_1) * \tan(180 - \alpha_2)} \quad (4)$$

Eşitliklerde $\tan(180 - \alpha_1) = a$; $\tan(180 - \alpha_2) = b$; $\tan \phi_1 = c$ ve $\tan \phi_2 = d$ olarak sadeleştirilirse;

$$hw' = \frac{hw * c * d * (b - a)}{a * b * (c - d)} \quad (5)$$

$$hw / hw' = \frac{hz - ((s * a * b) / (b - a))}{hw * c * d * (b - a) / a * b * (c - d)} \quad (6)$$

Ayrıca;

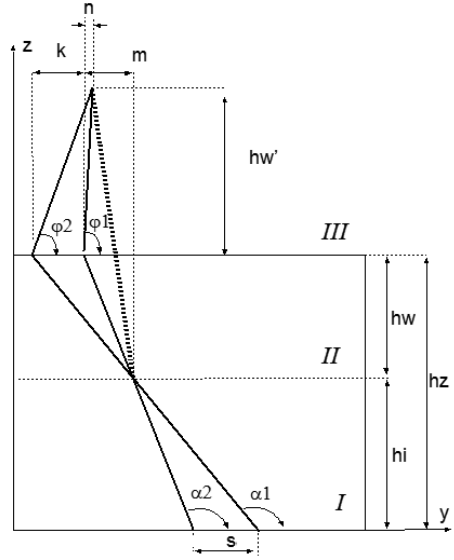
$$m = hw / b \quad (7)$$

$$n = hw' / c \quad (8)$$

Ve nihayet; iki süreksizlik arasındaki kesim doğrusunun eğimi (σ);

$$\sigma = \arctan((hw + hw') / (n - m))$$

olarak elde edilmektedir. Konu ile ilgili detaylar Turanboy (2010)'da bulunabilir. Şekil 11'de ilk sırada sunulan 2B kama geometrileri için ise benzer geometrik ilişkiler elde edilebilir (Şek. 14).



Şekil 14. Şekil 11 ilk sırada sunulan 2B kama yapısı için geometrik ilişkiler.

5 SONUÇLAR

Kaya kütlelerinde açılan şevlerin duraylılığı çalışmalarının ilk aşamalarında yapılması gereken önemli çalışmalardan biri olması nedeniyle geometrik analizler açık maden işletme ve otoyol şevleri gibi çalışmalarda yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

Bu çalışmada kama geometrisinin 3 boyutlu detayları ve 2 boyuta dönüşüm ilkeleriyle, bu boyutta temel geometrik ilişkiler ortaya konulmuştur. Şüphesiz kayma mekanizmasının tam olarak ortaya konulması için iç ve dış kuvvetlerle gerilimlerin modele dahil edilip yeni yorumların yapılması gerekmektedir. Bu haliyle kama geometrisinin 2 boyutlu gösterimi ve kayma

yönünün ve kaymanın hangi yüzey veya yüzeyler boyunca olacağı hakkında bilgi verebilecek özelliktedir.

KAYNAKLAR

- Brawner, C.O. and Milligan, V., 1971. Stability in Open Pit Mining, Proceeding of the First International Conference on Stability in Open Pit, Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgie, and Petroleum Engineers, New York.
- Cruden, D.M., 1978. Discussion of G. Hocking's paper 'A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges.Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.Abstr.15, 217.
- Goodman, R.E., 1980. Intorduction to Rock Mechanics.John Wiley&Sons, 362pp.
- Hocking, G., 1976. A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges.Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech.Abstr. 13, 225–226.
- Hoek, E. and Bray, J.W., 1981. Rock slope engineering. The Enst.Of Minning and Metallurgy.Stenhen Austin and Sons, 527p., London
- Hoek, E., and Bray, J. W. 1974. Rock Slope Engineering,The Institution of Mining and Metallurgy, London, England.
- Hudson, J. A. and Harrison, J. P.,1997. Engineering rock mechanics: an introduction to the principals".Elsevier, Oxford.
- Kumsar,H., Aydan, Ö, A., and Ulusay, R., 2000. Dynamic and Static Stability Assessment of Rock Slopes Against Wedge Failures, Rock Mechanics and Rock Engineering, 33 (1), 31-51.
- Öcal, A. and Özgenoğlu, A., 1997. Determination of sliding mode of tetrahedral wedges in jointed rock slopes. Rock Mechanics and Rock Engineerin, 30, 161– 165.
- Özgenoğlu, A., 1986. Madencilikte şev duraylılık analizi yaklaşımları, Madencilik, 25, 1, 17-27.
- Piteau, D., R. and Martin, D.C., 1987.Mechanics of Rock Slope Failure in Stabiliy Surface Mining. Vol.13, Brawner, E.D.,(ed), Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgie, and Petroleum Engineers, New York.
- Turanboy, A., 2010. A new classification system and movement solutions for wedge failure, ISRM Symposium: Eurock2010 - Slopes and landslide, Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering – Zhao, Labiouse, Dudt&Mathier (ed.) London,527-530.
- Turanboy. A and Ülker, E., 2008. LIP-RM: an attempt at 3D visualization of in situ rock mass structures, Computational Geosciences, Volume 12(2), 181-192.
- Yoon, W.S., Jeong, U.J., and Kim, J.H, 2002. Kinematic analysis for sliding failure of multi-faced rock slopes, Engineering Geology, 67(1), 51–61
- Wang, Y. J., Yin, J. H., Chen, Z. and Lee, C. F., 2004.Analysis of wedge stability using different methods. Rock Mechanics and Rock Engineering, 37(2), 127–150.

Babadağ Gündoğdu heyelanının mekanizmasının statik ve dinamik model deneyleri ile incelenmesi

The investigation of the mechanism of Babadağ Gündoğdu landslide through static and dynamic physical model tests

S. B. Çelik & H. Kumsar

Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 20017, Denizli

Ö. Aydan

Tokai Üniversitesi, Okyanus Araştırma Enstitüsü, Shizuoka, Japonya

ÖZET: Gündoğdu heyelanı 70 yılı aşkın bir süredir Babadağ ilçesi Gündoğdu mahallesini tehdit etmektedir. Bu kütle hareketi ilk kez Önay (1941) tarafından rapor edilmiş, söz konusu yerleşim alanı o tarihte doğal afet bölgesi olarak ilan edilmiş ve halk başka yerlere taşınmıştır. Boşaltılan bölge, Babadağ'da meydana gelen büyük yangın sonucu ve arazi darlığı nedeni ile tekrar yerleşime açılmıştır. Yazarların da içinde bulunduğu bir araştırma ekibi 1996 yılından beri bölgede değişik incelemeleri yürütmektedir. Bu kapsamda, Babadağ Gündoğdu heyelanının mekanizmasını ortaya koymak ve incelemek amacıyla bölgeden alınan kaya blokları kullanılarak oluşturulan fiziksel bir model üzerinde kuru durumda statik ve dinamik deneyler yapılmıştır. Bu fiziksel model deneyleri kapsamında öncelikle eğimlendirme deneyleri ile statik durumdaki kritik koşullar incelenmiştir. Arazideki tabaka eğimi $16-24^\circ$ arasında değişmektedir. Bu eğim durumu düşünülerek hazırlanan fiziksel modele dinamik yükler uygulanarak kayma yüzeyinin kuru durumdaki duraylılığı incelenmiştir. Deneylerde ölçülen parametreler kuramsal olarak geliştirilen modeller ile sayısal olarak incelenmiş ve karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT: Long term Gündoğdu landslide has been threatening the Gündoğdu district of Babadağ for over seventy years. The landslide firstly reported by Önay (1941) and people moved to another settlement place. But after some time, a great Babadağ fire was occurred in the town. As a result of the fire the people who were affected by the fire had to move a new settlement place in the town. Therefore Gündoğdu district was selected as a settlement place again. A research group including the authors have been in investigating the area since 1996. In order to investigate the mechanism of Gündoğdu landslide, rock block samples were taken from Babadağ and a physical model was prepared. Static and dynamic tests were conducted on the model under dry condition. Firstly tilting test under static condition were performed to investigate the critical conditions. Dip angles of layers in-situ were varying between $16-24^\circ$. By considering these dip angles, the stability of sliding plane of physical model was tested under dynamic loading in dry condition. Measured and calculated displacements were compared with each other.

1 GİRİŞ

Babadağ, Denizli'nin yaklaşık 40 km kuzeybatısında kurulu, en önemli geçim kaynağı dokumacılık olan bir ilçedir. İlçe, ilk kez Önay (1941) tarafından rapor edilen bir yamaç hareketine maruzdur (Şek. 1). Bu hareket ilçe nüfusunun yarısına yakın kesiminin yaşadığı ve ilçenin doğu yamacında kurulu Gündoğdu mahallesini olumsuz yönde etkilemektedir. Bu olumsuzluklar; Yapılarda düşeyden sapmalar,

oturmalar, sıva ve duvarlarda açılma ve çatlamlar, sokaklardaki kaplamaların çatlaması, alt yapı elemanlarındaki hasarlar olarak sayılabilir (Şek. 2).

2000 yılından itibaren söz konusu yamaç hareketinin mekanizması ve harekete katkı sağlayabilecek nedenler araştırılmaktadır (Aydan 2003, Çevik 2003, Çevik & Ulusay 2005, Kumsar vd. 2004, Tano vd. 2006, 2008). İlçenin doğusundaki Gökdere vadisine doğru eğimli kumtaşı ara seviyeleri içeren marn tabakaları

boyunca görülen hareketin yıllık 3.8-15 cm arasında değişen hızlarda devam ettiği belirtilmiştir.



Şekil 1. Babadağ ilçesi ve Gündoğdu mahallesinin genel görünümü.



Şekil 2. Yamaç hareketinin Gündoğdu mahallesinde görülen bazı olumsuz etkileri.

İzleme çalışmalarında; belirli noktalarda milimetre hassasiyetindeki el lazermetresi ile ölçülen yerdeğiştirme miktarları, 2001 yılında ilçeye yerleştirilen meteoroloji istasyonu yağış verileri, farklı zamanlarda çekilmiş hava fotoğrafları, yeraltı suyu seviye değişimleri, 4 farklı noktada kurulan akustik emisyon (AE) aktivitesi verileri

değerlendirilmiştir. Ayrıca, kumtaşı ara seviyesinin makaslama dayanımı parametreleri, malzeme özellikleri, geçirgenlik ve sızma özellikleri, yerinde ve laboratuvar deneyleri sonuçlarına göre de değerlendirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında söz konusu heyelan, oluşturulan fiziksel bir model üzerinde yapılan dinamik deneyler ile incelenmiştir. Oluşturulan model öncelikle eğimlendirme deneylerine tabi tutulmuştur. Marn-kumtaşı ardalanmasından oluşan zayıf kumtaşı seviyelerinin oluşturduğu süreksizlik düzlemleri boyunca dinamik etki altında, makaslama dayanımının aşılmasıyla gelişebilecek duraysızlıkların incelenmesi ve heyelan mekanizmasının araştırılması amacıyla dinamik deneyler yapılmıştır. Söz konusu dinamik deneyler farklı eğim açılarında gerçekleştirilmiş, modelin farklı eğim açılarındaki davranışı izlenmiştir. Deneyler, Pamukkale Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği bölümü laboratuvarlarında üst yüzeyi eğimlendirilebilir bir sarsma masası (Şek. 3) kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Öncelikle eğimlendirme deneyleri yapılmış ve daha sonra farklı eğim açılarında dinamik model deneyler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3. Sarsma masası ve fiziksel model deney düzeneği.

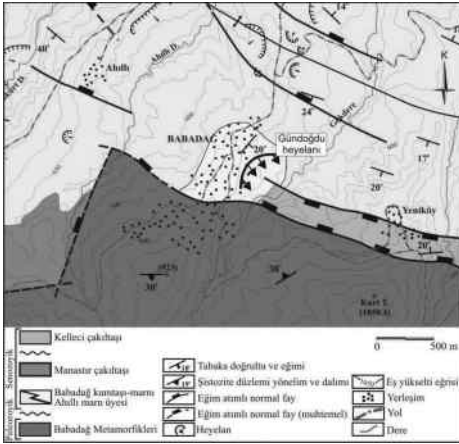
2 JEOLJİ VE DEPREMSELLİK

Babadağ ve yakın çevresinde gözlenen jeolojik birimler Paleozoyik yaşlı temel kayaları (Babadağ Metamorfikleri) ve Senozoyik yaşlı çökeller olmak üzere iki gruba ayrılır (Konak vd. 1986). Temeldeki Babadağ metamorfikleri üzerine uyumsuz olarak Senozoyik çökelleri gelmektedir. Senozoyik çökelleri Üst Miyosen yaşlı Kolonkaya formasyonuna ait Ahıllı marn üyesi, Babadağ kumtaşı-marn üyesi ve Manastır çakıltısı üyesidir (Şimşek 1984). İnceleme alanı içerisindeki en genç

çökeller Pliyo-Kuvaterner yaşlı Asartepo formasyonuna ait Kelleci çakıltısı üyesidir (Şek. 4). Gündoğdu heyelanı, Babadağ kumtaşı-marn üyesinin yayılım gösterdiği alanda görülmektedir. Tabaka eğimleri doğudaki Gökdere vadisine doğru ve eğim miktarlarında 16-24° arasındadır. İnceleme alanı, Batı Anadolu genişleme kuşağında, Gediz ve Büyük Menderes grabenlerinin kesiştiği bölgenin batısında, depremsellik açısından oldukça aktif bir bölgede yer almaktadır.

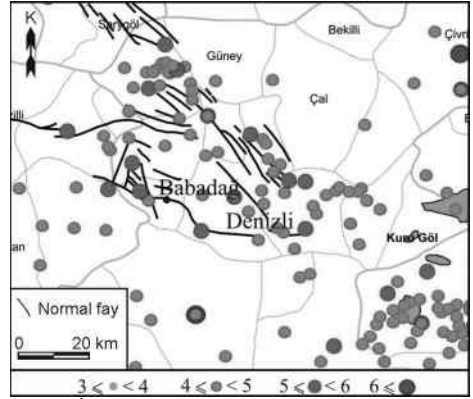
İnceleme alanı civarındaki depremlerin odak merkezleri incelendiğinde, depremlerin Denizli havzasını kuzeyden ve güneyden sınırlayan faylara bağlı olarak oluştuğu ve odak merkezlerinin ise havza içerisinde dağılım gösterdiği görülmektedir (Şek. 5).

Babadağ ilçesi merkez olmak koşulu ile 25 km çaplı bir daire içinde 1900 yılından günümüze kadar meydana gelmiş depremler incelendiğinde, 21.06.1961 tarihinde 5.4 büyüklüğünde ayrıca 5.0, 5.1 ve 5.3 büyüklüklerinde depremlerin meydana geldiği görülmektedir (Şek. 6). Babadağ ilçesinde ivme ölçer olmasından dolayı ilçe merkezinde meydana gelen depremlere ait ivme kaydı bulunmamaktadır.



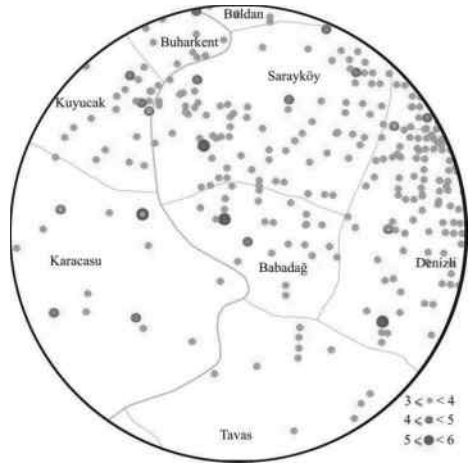
Şekil 4. Babadağ ve yakın çevresinin jeoloji haritası (Hançer & Çemen 2005; Çevik 2003'den değiştirilmiştir).

Aydın (2003), önerdiği kuramsal modele göre Babadağ merkezli 20 km çapında bir daire içinde meydana gelebilecek ve büyüklüğü 6'dan fazla olacak bir deprem etkisi ile Babadağ'ın Gökdere'ye bakan yamacında bir hareketin oluşabileceğini belirtmiştir.



Şekil 5. İnceleme alanı ve çevresinde 1900 yılından günümüze kadar olan depremlerin dağılımı (Kandilli Rasathanesi verileri, http://www.sayisalgrafik.com.tr/deprem/tr_frames.htm)

Çelik (2003), Denizli ve çevresi için, bölgede meydana gelmiş depremler ve faylarla olan ilişkilerini değerlendirmiştir. Bu çalışma kapsamında da Denizli havzasında meydana gelebilecek depremlerin Babadağ ilçe merkezinde meydana getirebileceği yer ivmeleri çeşitli azalım ilişkileri kullanılarak tahmin edilmiştir (Şek. 7, Çizelge 1).



Şekil 6. 1900 yılından günümüze Babadağ ilçe merkezli 25 km çaplı alan içersindek deprem aktivitesi (Kandilli Rasathanesi verileri, http://www.sayisalgrafik.com.tr/deprem/tr_frames.htm)



Şekil 7. Olası deprem merkez üslerinin inceleme alanına göre konumları (Çevik, 2003'den değiştirilmiştir).

Çizelge 1. Babadağ ilçe merkezi için tahmin edilen yer ivmesi değerleri.

Sismik kaynak no	Odağa olan uzaklık R (km)	M_s	En büyük yatay yer ivmesi, a_{maks} (cm/sn ²)		
			Fukushima vd. (1988)	Aydan (2001)	Ulusay vd. (2004)
1	36.30	6.0	95	50	77
2	20.98	6.3	195	96	134
3	26.71	6.3	159	83	118
4	27.57	6.3	155	81	116
5	22.02	6.3	188	93	131
6	29.41	6.3	146	78	111
7	11.05	5.3	172	50	80

3 MODEL DENEYLERİ

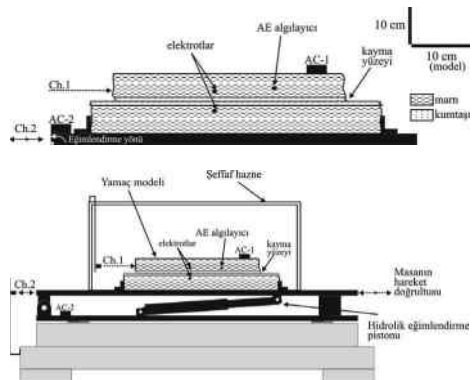
3.1 Fiziksel model oluşturulması

Model, araziden alınan doğal marn tabakaları ve örselenerek alınan kum kullanılarak oluşturulmuştur. Kolayca dağılılabilen marn, hassas olarak el testereleeri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Kumtaşı seviyelerinin çok zayıf ve kolaylıkla dağılıbilir özellikle olmasından dolayı araziden tabakalar halinde alınması mümkün olamamıştır. Bunun yerine kum örselenerek alınmış ve inşaat sektöründe yaygın olarak kullanılan bir kimyasal bağlayıcı olan stiren akrilik ve su ile karıştırılarak marn tabakaları arasında yapay kumtaşı seviyeleri oluşturulmuştur. En uygun karışım oranının belirlenebilmesi için belirli oranlarda karışımlar hazırlanıp, hazırlanan örnekler üzerinde makaslama deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Doğal örnekler üzerinde yapılan makaslama deney parametrelerine en yakın değerler % 1, 4 ve 95 (stiren alaridit, su ve kum) karışım oranı ile elde edilmiştir. Model, sarsma masası üzerinde içine konulacağı 95x95x40 cm boyutlarında bir pleksi-glas hazne içinde oluşturulmuştur. Hazne sarsma masasına sabitlenerek, yatay ve eğimli konumdaki duraylılığı sağlanmıştır. Model tabanı ile hazne arasında sürtünme oluşturmaya amacıyla zımpara



Şekil 8. Fiziksel model hazırlama aşamaları.



Şekil 9. Model ve deney düzeneği ayrıntıları (Ch.1, 2: Yerdeğiştirme ölçümü için lazer algılayıcı yerleri, AC-1, 2: Model ve sarsma masasına sabitlenmiş ivmeölçerler).

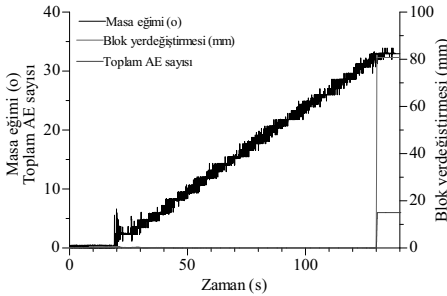
3.2 Eğitlendirme deneyleri

Malzemeler arasındaki sürtünmeye bağlı kayma açısı çeşitli mühendislik uygulamalarında, genel tasarımı gerekse uygulama aşamalarında önem taşımaktadır. Süreksizlik yüzeylerinin kayma açılarının belirlenmesi için eğimlendirme deneyleri sıklıkla kullanılmaktadır (Barton 1973, Barton & Choubey 1977). Süreksizliklerin kayma açılarının belirlenmesinde arazi ve laboratuvar koşullarında

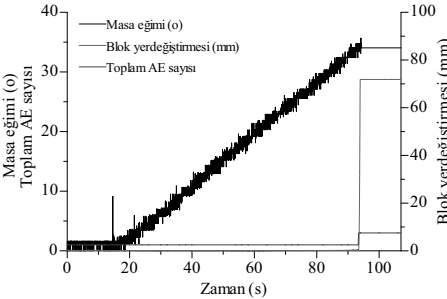
ve özellikle düşük normal gerilmeler altında eğimlendirme deneyleri yaygın olarak kullanılmaktadır. Modelin içerdiği kumtaşı ara seviyesinin kayma açısının belirlenebilmesi amacıyla üst yüzeyi hidrolik piston yardımıyla eğimlendirilebilen sarsma masası, statik durumda kullanılmıştır (Şek. 10). Eğimlendirme deneyleri gerçekleştirilirken masa eğimi, blok yer değiştirmesi ve akustik emisyon (AE) aktivitesi kaydedilmiştir. Deneylerde bloğun harekete başlamasıyla eş zamanlı olarak AE aktivitesinin arttığı görülmektedir. Şekil 11, 12 ve 13'te yapılan 7 eğimlendirme deneyinden 1., 5. ve 7. deneylere ait veriler grafik olarak verilmiştir.



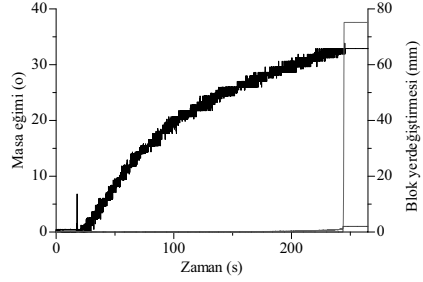
Şekil 10. Dinamik model deney düzeneği.



Şekil 11. 1.1 nolu eğimlendirme deneyinde alınan veriler.



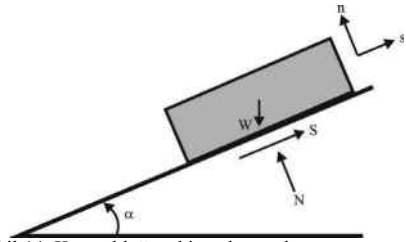
Şekil 12. 1.5 nolu eğimlendirme deneyinde alınan veriler.



Şekil 13. 1.7 nolu eğimlendirme deneyinde alınan veriler.

Eğimlendirme deneyleri 7 kez tekrarlanmış, belirlenen statik kayma açıları Çizelge 1'de verilmiştir.

Eğimlendirme deneylerinde blok hareketi, hareketin başlamasına kadar statik kayma açısı ile hareket başladıktan sonra ise dinamik kayma açısı ile kontrol edilmektedir. Sayısal çözümlerde kullanılmak üzere eğimlendirme deneylerinde zamana ve eğim miktarına bağlı olarak ölçülen blok hareketi değerleri kullanılarak her bir deney için dinamik sürtünme açıları belirlenmiştir. Aşağıda belirtilen yöntem ile kayan bloğun dinamik kayma açısı belirlenmiştir (Şek. 14).



Şekil 14. Kayan bloğa etkiyen kuvvetler.

Blok için dinamik kuvvet denge denklemleri aşağıdaki şekilde ifade edilebilir (Aydan & Ulusay 2002).

$$s \text{ yönü için; } W \sin \alpha - S = m \frac{d^2 s}{dt^2} \quad (1)$$

$$n \text{ yönü için; } W \cos \alpha - N = m \frac{d^2 n}{dt^2} \quad (2)$$

$$\text{Kayma başlangıcında; } \frac{S}{N} = \tan \phi_{\text{statik}} \quad (3)$$

$$\text{Kayma süresince; } \frac{S}{N} = \tan \phi_{\text{dinamik}} \quad (4)$$

Kayan blok için,

$$\frac{W \sin \alpha - m \frac{d^2 s}{dt^2}}{W \cos \alpha} = \tan \phi_{statik} \quad (5)$$

Kayma başlangıcında; $\tan \alpha = \tan \phi_{statik}$ olacağı kabul edilip, 5 no.lu denklem sadeleştirilip kayma koşulu için 6 no.lu denklem elde edilir.

$$\frac{d^2 s}{dt^2} = g(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_{dinamik}) \quad (6)$$

Burada, $g(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_{dinamik})$ ifadesi A olarak tanımlanır ve 6 no.lu denklemin integrali alınır aşağıdaki denklem elde edilir.

$$s = A \frac{t^2}{2} + C_1 t + C_2 \quad (7)$$

Kayma başlangıcında; yerdeğiştirme (s) = 0, hız (v) = 0 ve $t = T_{statik}$ olacağı için, integral katsayıları C_1 ve C_2 aşağıdaki gibi elde edilir. Dolayısıyla 7 no.lu denklem 10 no.lu denklemden hali alır.

$$C_2 = -A \frac{t_s^2}{2} - C_1 t_s = A \frac{t_s^2}{2} \quad (8)$$

$$\frac{ds}{dt} = A t_s + C_1 \quad C_1 = -A t_s \quad (9)$$

$$s = \frac{A}{2} (t - T_{statik})^2 \quad (10)$$

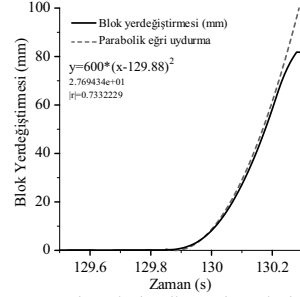
Yerdeğiştirme zaman eğrisi üzerinde en küçük kareler yöntemi ile ikinci dereceden eğri uydurma ile 8 no.lu denklemden A katsayısı belirlenebilir. Daha sonra dinamik kayma açısı, belirlenen A katsayısı kullanılarak aşağıdaki 9 no.lu denklem ile belirlenebilir.

$$\phi_{dinamik} = \tan^{-1} \left(\tan \alpha - \frac{1}{\cos \alpha} \frac{A}{g} \right) \quad (11)$$

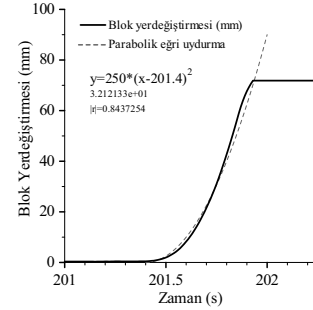
Eğimlendirme deneyleri için yukarıdaki yöntem ile dinamik kayma açıları belirlenmiştir. Şekil 15, 16 ve 17'de sırasıyla 1.1, 1.5 ve 1.7 no.lu deneyler için blok yerdeğiştirmesi-zaman grafiklerinde 2. dereceden eğri uydurma yoluyla A katsayılarının bulunması verilmiştir. Çizelge 2'de ise, eğimlendirme deneylerinde belirlenen statik ve dinamik kayma açıları topluca verilmiştir.

Çizelge 2. Eğimlendirme deneylerinde belirlenen statik ve dinamik kayma açıları.

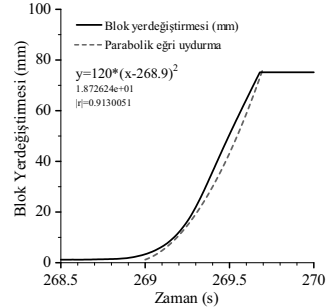
Test No	Statik kayma açısı (°)	A katsayısı	Dinamik kayma açısı (°)
1.1	35.69	1200	29.58
1.2	32.94	1210	26.61
1.3	31.87	380	29.95
1.4	32.78	300	31.28
1.5	34.04	500	31.55
1.6	34.81	90	34.38
1.7	32.89	240	31.70



Şekil 15. 1.1 no.lu eğimlendirme deneyinde kayan blok için belirlenen fonksiyon.



Şekil 16. 1.5 no.lu eğimlendirme deneyinde kayan blok için belirlenen fonksiyon.

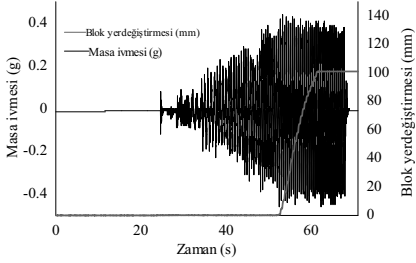


Şekil 17. 1.7 no.lu eğimlendirme deneyinde kayan blok için belirlenen fonksiyon.

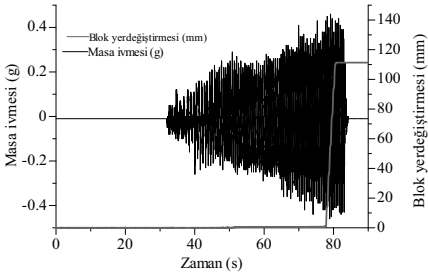
3.3 Dinamik deneyler

Hazırlanan fiziksel model 16, 18, 20, 22 ve 24°'lik eğimlerde dinamik deneylere tabi tutulmuştur. Dinamik model deneyler kuru koşullarda gerçekleştirilmiştir. Farklı eğim açılarında kritik ivme değerinin aşılması ile hareket eden bloğun yerdeğiştirme miktarı eğimlendirme deneylerinde olduğu gibi lazer algılayıcılar ile izlenmiştir. Sarsma masasının tek yönlü hareketi elektrik motoruna bağlı bir diskin dönmesiyle sağlanmaktadır. Deneyler esnasında masanın

ürettiği ivme yatay olarak yerleştirilen bir ivmeölçer ile kaydedilmiştir. Deneylerde ivme değerleri sıfırdan başlayarak giderek artırılmıştır. Bu şekilde depremlerin oluşturduğu tekrarlı dinamik yüklere benzer yükler modele uygulanabilmektedir. 16, 20 ve 24°'lik eğimlerde gerçekleştirilen deneylere ait yatay ivme değerleri ile yerdeğiştirme miktarları sırasıyla Şekil 18, 19 ve 20'de verilmiştir.

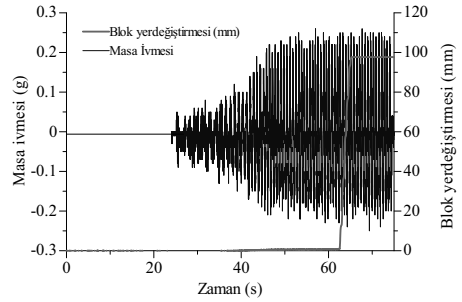


Şekil 18. 16°'lik eğimde gerçekleştirilen dinamik deneyde masa ivmesi ve blok yerdeğiştirmesi grafiği.



Şekil 19. 20°'lik eğimde gerçekleştirilen dinamik deneyde masa ivmesi ve blok yerdeğiştirmesi grafiği.

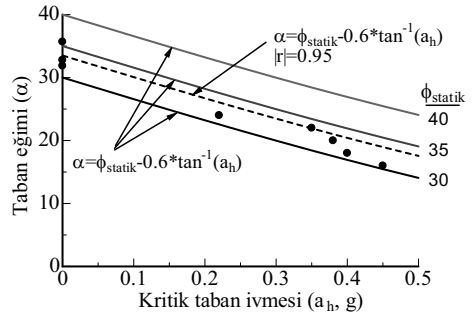
Dinamik kuru deneylerde, eğim açısı arttıkça kritik ivme miktarının da azaldığı görülmüştür. Eğimin 16°'den 24°'ye çıkarılmasıyla kritik ivme miktarının 0.45g'den 0.22g'ye düştüğü görülmüştür (Çizelge 3 ve Şek. 19). Dinamik kuru deneylerde, kritik ivmenin aşılmasıyla blok hareketinin eğim yönünde ve masa ivmesine bağlı olarak kademe kademe gerçekleştiği görülmüştür. Şekil 21'de yatay yer ivmesi, kayma açısı ve masa eğimi değerleri arasında belirlenen ilişkiler verilmiştir. Harekete neden olan kritik ivme artışı ile taban eğiminin doğrusal olarak azaldığı görülmektedir. Aynı şekilde ayrıca statik kayma açılarının 35, 40 ve 45° olması durumları için kritik ivme değerlerinin değişimleri de verilmiştir.



Şekil 20. 24°'lik eğimde gerçekleştirilen dinamik deneyde masa ivmesi ve blok yerdeğiştirmesi grafiği.

Çizelge 3. Dinamik deney sonuçları.

Deney no	Eğim açısı (°)	Kritik ivme (g)
2.1	16	0.45
2.2	18	0.40
2.3	20	0.38
2.4	22	0.35
2.5	24	0.22



Şekil 21. Dinamik model deneylerde elde edilen eğim miktarı, statik kayma açısı ile kritik ivme arasındaki ilişki.

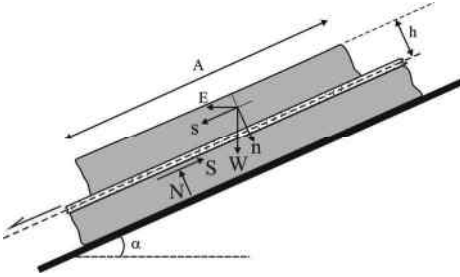
3.4. Model Deney Sonuçlarının Sayısal Çözümlerle Karşılaştırılması

Bir yamacın gerek tasarımında gerekse tasarım sonrası uzun dönem performansı üzerinde, herhangi bir dinamik etki altında meydana gelebilecek deformasyonların önemi çok büyüktür. Bu aşamada dinamik model deneylerinde elde edilen yerdeğiştirme miktarları bir bilgisayar programı (Aydın & Ulusay 2002) kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 22'de fiziksel model üzerine etkiyen kuvvetler gösterilmiştir.

Kayan bloğa etkiyen kuvvetlerin denge denklemleri n ve s yönleri için aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$\sum F_s = S - W \sin \alpha - E \cos \alpha = m \frac{d^2 s}{dt^2} \quad (12)$$

$$\sum F_n = N - W \cos \alpha + E \sin \alpha = m \frac{d^2 n}{dt^2} \quad (13)$$



Şekil 22. Eğimli yüzey üzerindeki modele etkiyen kuvvetler.

N yönündeki ivme ihmal edilip, düzlemsel kayma yüzeyi boyunca gelişen hareketin Mohr-Coulomb yenilme kriterine göre geliştiği varsayılırsa, kayma yüzeyi boyunca;

$\tau.A = c.A + \sigma.A \tan \phi$ denklemi elde edilir ve denge denklemi aşağıdaki şekilde ifade edilebilir.

$$\frac{S}{N} = \tan \phi \quad \text{denklemler yerine koyulursa;}$$

$$\frac{W \sin \alpha + E \cos \alpha - m \frac{d^2 s}{dt^2}}{W \cos \alpha - E \sin \alpha} = \tan \phi \quad (14)$$

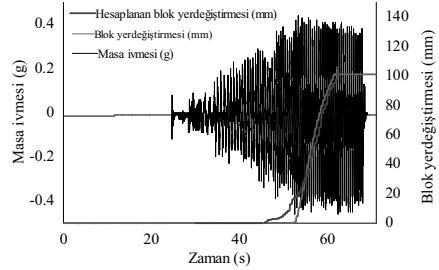
$$m \frac{d^2 s}{dt^2} = gm(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi) + a_h(t)m(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) \quad (15)$$

Yukarıdaki ifade sadeleştirilirse aşağıdaki denklem elde edilmektedir.

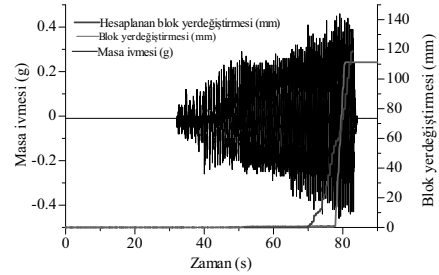
$$\frac{d^2 s}{dt^2} = g(\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi) + a_h(t)(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) \quad (16)$$

Doğrusal ivme yöntemine göre yukarıdaki denklem çözülerek kayan bloğun hız ve yerdeğiştirmesi hesaplanmıştır. Aşağıda hesaplanan yerdeğiştirme miktarları ölçülen miktarlar ile karşılaştırılmıştır. 16, 18, 20, 22 ve 24° eğimlerde gerçekleştirilen deneylerde ölçülen yer değıştirme miktarları ile hesaplanan

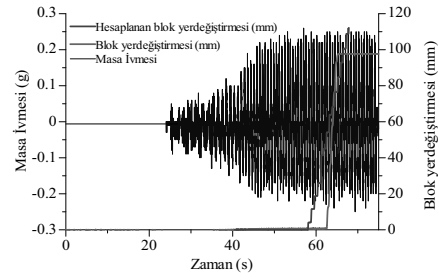
yerdeğiştirmelerin benzer olduğu görülmektedir. Şekil 23, 24 ve 25’de sırasıyla 16, 20 ve 24° eğimler için ölçülen ve hesaplanan yerdeğiştirme miktarları verilmektedir. Hesaplamalarda daha önce gerçekleştirilen deneyler ışığında kohezyon ihmal edilmiş ve eğimlendirme deneylerinden elde edilen statik ve dinamik sürtünme açıları kullanılmıştır.



Şekil 23. 16°'lik eğimde gerçekleştirilen dinamik deneyde masa ivmesi ve ölçülen ve hesaplanan blok yerdeğiştirmeleri grafiği.



Şekil 24. 20°'lik eğimde gerçekleştirilen dinamik deneyde masa ivmesi ve ölçülen ve hesaplanan blok yerdeğiştirmeleri grafiği.



Şekil 25. 24°'lik eğimde gerçekleştirilen dinamik deneyde masa ivmesi ve ölçülen ve hesaplanan blok yerdeğiştirmeleri grafiği.

4 SONUÇLAR

Babadağ ilçesi Gündoğdu heyelanı, 1940'lı yıllardan bu yana düşük bir hızda seyretmekte ve heyelana maruz halkı olumsuz yönde etkilemektedir. Bu çalışmada, hazırlanan bir fiziksel model üzerinde yapılan statik ve dinamik deneyler ile yakın çevrede meydana gelebilecek bir deprem etkisiyle heyelanın gösterebileceği davranışa yaklaşımda bulunulmaya çalışılmıştır. Statik durumda eğimlendirme ve farklı eğim açılarında dinamik deneyler gerçekleştirilmiştir. İnceleme alanının depremsellik açısından aktif bir kuşakta olduğu göz önünde bulundurularak günümüze değin yakın çevrede meydana gelmiş depremler incelenerek gelecekte meydana gelebilecek depremlerin çalışma alanında oluşturabileceği en büyük yer ivmesi değerleri çeşitli azalım ilişkileri ile tahmin edilmeye çalışılmıştır. Bu ilişkilere göre tahmin edilen en büyük yer ivmelerinin $150-200 \text{ cm/s}^2$ lik değerlere kadar ulaşabildiği görülmüştür.

İnceleme alanında tabaka eğimlerinin 16 ile 24° arasında değiştiği, ilçe merkezinin kurulu olduğu üst kotlardan dere kotuna inildikçe bu değerlerin 16° den, 24° ye doğru değiştiği bilinmektedir. 16, 18, 20, 22 ve 24° de yapılan dinamik deneyler sonucunda blok hareketine sebep olabilecek kritik ivme 16° için 220 ve 24° için 450 cm/s^2 olarak ölçülmüştür. Yapılan model deneyleri göz önünde bulundurularak, yakın çevrede meydana gelebilecek bir deprem etkisiyle söz konusu heyelanın tetiklenme riski altında olduğu söylenebilir.

Yapılan statik eğimlendirme deneylerinde ortalama 33.5° lik kayma açısı belirlenmiş, ayrıca dinamik kayma açıları da deney verileri kullanılarak belirlenmiştir. Ortalama dinamik kayma açısı 30.7° olarak hesaplanmıştır. Bu değerler sayısal çözümlemelerde kullanılmış, deneysel olarak belirlenen ivme-yerdeğiştirme ilişkileri, hesaplama yoluyla bulunan değerlerle karşılaştırılmış ve sonuçların benzer olduğu görülmüştür.

Gelecekteki çalışmalarda inceleme alanında gerçek ivme kayıtları ile daha sağlıklı değerlendirmelerin yapılacağı göz önüne alınmalıdır. Yazarlar tarafından nemli koşullardaki deneysel çalışmalar ayrıca değerlendirilmektedir.

Bölgede yeralan kumtaşı ardalanmalı Ahıllı marnında zayıf kumtaşı seviyeleri boyunca bu

seviyelere paralel seyreden bir hareketin varlığı önceki çalışmalarda ortaya konulmuştur. Söz konusu çalışmalar neticesinde ilgili devlet kurumlarının Gündoğdu mahallesinin durumu olabilecek bir afet kapsamında değerlendirilmiş ve halkın başka bir bölgeye taşınması için gerekli çalışmalar tamamlanmıştır. 2011 yılı sonuna kadar halkın yeni inşa edilen alana taşınacağı belirtilmiştir.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö., 2001. İstanbul Boğazı denizaltı geçişi için tüp tünel ile kalkan tünelin uygunluğunun karşılaştırılması. Jeoloji Mühendisliği, 25 (1), 1-17.
- Aydan, Ö., 2003. The Mechanism of the creep-type landslide at Babadağ. An International Colloquium on the Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, November, 8, 2003, Japan, 39-50.
- Aydan, Ö. and Ulusay, R., 2002. Back-analysis of a seismically induced highway embankment failure during the 1999 Düzce earthquake.. Environmental Geology, 42:621-631
- Barton, N., 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints. Engineering Geology, 7, 287-332.
- Barton, N. and Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, 10, 1-54.
- Çelik, S. B., 2003. Denizli İl Merkezi Zeminlerinin Jeolojik, Jeoteknik Açısından İncelenmesi ve Sıvılaşma Duyarlılığının Belirlenmesi. Pamukkale Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi (yayımlanmamış), 107s.
- Çevik, S. Y., 2003. Babadağ (Denizli) İlçesindeki Kütle Hareketinin Nedenleri, Mekanizması ve Modellemesi Üzerine Bir Araştırma. Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Univ., Jeoloji Müh. Bölümü, Ankara, 162 s.
- Çevik, S. Y. and Ulusay, R., 2005. Engineering geological assessments of the repeated plane shear slope instability threatening Babadağ (Turkey) and its environmental impacts, Environmental Geology, 47(5), 685-701.
- Fukushima, Y., Tanaka, T., and Kataoka, S., 1988. A new attenuation relationship for peak ground acceleration derived from strong motion accelerograms. Proc. of IX, WCEE, Tokyo.
- Hançer, M. and Çemen İ., 2005. Geometry and Structural Evolution of Extensional Faults and Folds in the Denizli Basin, Southwestern Turkey. Salt Lake City Annual meeting, Geological Society of America, Abstracts with Programs, v. 37, no. 7, p. 212. Paper no. 89-23.
- Konak, N., Akdeniz, N. ve Çakır, M. H., 1986. Çal-Civril-Karahallı Dolayının Jeolojisi. MTA Raporu (8945), 116s.
- Kumsar, H., Aydan, Ö., Hisatake, T. ve Atak, O., 2004. Uzun Süreli Babadağ (Denizli) Heyelanının Kaya Mekanik Açısından İncelenmesi, 7. Kaya Mekanik Sempozyumu, Ekim 2004, Sivas.
- Önay, T. S., 1941. Babadağ civarı göçüntüleri, MTA Dergisi, 300-303.
- Şimşek, S., 1984. Denizli-Sarayköy-Buldan Alanının Jeolojisi ve Jeotermal Enerji Kaynakları, İ. Ü. Yer Bilimleri Dergisi 3, 145-162, İstanbul.
- Tano, H., Aydan, Ö., Ulusay, R. ve Kumsar, H., 2006. Şev Hareketleri Üzerinde Etkili Olan Geo-Çevresel Faktörlerle İlgili Ortak Araştırma: Babadağ (Türkiye)'daki Krip Türü

- Şev Duraylılığının İncelenmesi. Japon Eğitim, Kültür, Spor, Bilim ve Teknoloji Tarafından Desteklenen Çok Disiplinli Ortak Araştırma Projesi Ara Raporu. 72s.
- Tano, H., Aydan, Ö., Kumsar, H., Kaya, M., Çelik, S. B., Ulusay, R. and Abe, T., 2008. Investigation of Babadağ Landslide and It's Implications for Hazard Mitigation Before Natural Disaster. Türk-Japon İnşaat Mühendisleri Birinci Ortak Çalışma Sempozyumu, 5 Haziran 2008, İstanbul, 65-73s.
- Tano, H., Kumsar, H., Aydan, Ö. and Ulusay, R., 2003. Assesment on Babadağ Landslide Using by Simple Field Measuring System. An International Colloquium on the Instrumentation and Monitoring of Landslides and Earthquakes in Japan and Turkey, November, 8, 2003, Japan, 1-10.
- Ulusay, R., Tuncay, E., Sönmez, H. and Gökçeoğlu, C., 2004. An attenuation relationship based on Turkish strong motion data and iso-acceleration map of Turkey. Engineering Geology 74, 265–291.

İğne penetrasyon deneyinin performansının araştırılması ve kaya mühendisliğinde kullanımı

Investigation of the performace of the needle penetration test and its use in rock engineering

R. Ulusay

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06800 Beytepe, Ankara

Z.A. Ergüler

Dumlupınar Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 43100, Kütahya

ÖZET: Tek eksenli sıkışma dayanımının (TESD) tayini amacıyla özellikle yumuşak ve zayıf kayalardan yüksek kalitede örnek hazırlanmasıyla ilgili güçlüğün aşılması için önerilmiş indeks deneylerden biri de, Japonya’da geliştirilen iğne penetrometresi deneyidir. Henüz standartı veya önerilmiş yöntemi olmayan ve iğne penetrasyon direncinin (İPD) ölçüldüğü bu deney, hem arazide hem de laboratuvarıda uygulanabilen ve kayaya hasar vermeyen pratik bir deneydir. Bu çalışmada; deneyin ölçümler üzerindeki etkilerinin araştırılması, geniş bir veri tabanı kullanılarak TESD’nın İPD’nden tahminine yönelik görgül bir ilişkinin geliştirilmesi ve bunun mevcut ilişkilerle karşılaştırılarak performansının sınanması amaçlanmıştır. 725 veri çiftiyle yapılan deneysel çalışmalar ve istatistiksel analizler; penetrasyon hızının deney sonuçları üzerinde bir etkisinin olmadığını, TESD ve İPD arasında önemli bir ilişkinin varlığını ve mevcut modellerle karşılaştırıldığında, önerilen modelin çok yüksek bir tahmin performansı olduğunu göstermiştir. Mikro-CT görüntüleri, deney sırasında ince taneli kayalarda önemli bir mikro-yapısal hasarın meydana gelmediğine de işaret etmektedir. Ayrıca deneyin kaya mühendisliğinde kullanım alanları da değerlendirilmiştir.

ABSTRACT: One of the index tests recommended to overcome the difficulties associated with the preparation of high quality specimens particularly from soft and weak rocks for determination of the uniaxial compressive strength (UCS) is the needle penetration test developed in Japan. This test, which measures the needle penetration resistance (NPR) and currently has no any standard or suggested method, is a non-destructive practical test applicable both in the field and laboratory. In this study, it is aimed to investigate the effects of the test on the results, to develop an empirical relationship for predicting the UCS from NPR based on a wide range of database and to assess its prediction performance by comparing it with the current relationships. The experimental studies and statistical analyses based on 725 data pairs suggest that the rate of penetration has no effect on the test results, there is a significant relationship between UCS and NPR and it shows a prediction performance considerably better than those of the existing models, respectively. Micro-CT scans indicate that no micro-structural damage occurs during the test in fine grained rocks. In addition, the possible uses of the test in rock engineering are also evaluated.

1 GİRİŞ

TESD, kaya malzemesinin sınıflandırılmasında, karakterizasyonunda ve tasarımda yaygın olarak kullanılan bir özelliktir. Ancak standartların (ASTM 2000) veya önerilmiş yöntemlerin (ISRM 2007) bu deney için gerekli kıldığı boyutlardaki örneklerin özellikle yumuşak ve zayıf kayalardan hazırlanması neredeyse olanaksızdır. Bu güçlüğün aşılması TESD’nın dolaylı yoldan tahmini amacıyla nokta yükü dayanım indeksi (NYDİ) ve Schmidt çekici (SÇ) (ISRM 2007) ile disk makaslama dayanım indeksi (BPI) (Ulusay vd.

2001, ISRM 2007) ve Equotip sertliği (ES) (Verwaal & Mulder 1993) deneyleri gibi pratik yöntemler geliştirilmiştir. Ancak TESD’nın NYDİ’nden elde edilmesi için kullanılan ve kaya türü ile bozunmanın derecesine bağlı olan k katsayısı 13 ile 50 arasında değişmekte (Norbury 1986) olup, ayrıca ortalama 24 olarak önerilen k değeri (Bieniawski 1975) TESD’nın tahmininde hatalı sonuçlara neden olabilmektedir. SÇ, özellikle zayıf kayalarda güvenilir sonuçlar vermemektedir. ES için ise, henüz bir standart veya önerilmiş yöntem yoktur. BPI deneyi, TESD’nın tayininde diğerlerine göre daha hassas

sonuçlar veren, küçük bir çabayla hazırlanan plaka şeklindeki örnekler üzerinde yapılan ve ISRM'nin önerilmiş yöntemleri arasında yer alan bir deneydir. Bununla birlikte, yumuşak, zayıf ve kil içeren kayaların çabuk dağılması, yukarıda değinilen basit indeks deneyler için bile örnek hazırlama sorunlarına neden olabilmektedir. Bunun yanı sıra, gerek TESD gerekse bu indeks deneyler için tarihi kaya yapılarından ve sit alanlarından örnek alınmasına izin verilmemesi de, diğer bir sınırlama olarak değerlendirilmektedir. Bu husus gözetilerek; kayada hasara yol açmayan, hem arazide hem de laboratuvarında uygulanabilen, taşınabilir ve iğne penetrometresi adı verilen deney aleti 80'li yıllarda Japonya'da geliştirilmiştir. JSCE (1991), dayanımı 10 MPa'dan düşük olan yumuşak kayaların TESD'nın dolaylı yoldan tahmini için bu

deneyin kullanılmasını önermektedir. Bu amaçla Japonya'da yapılmış çalışmaların (Okada vd. 1985, Yamaguchi vd. 1997, Takahashi vd. 1998, Naoto vd. 2004) yanı sıra, daha güncel olarak yazarların da TESD değerleri 0.5 ile 32 MPa arasında değişen kaya türlerini kullanarak TESD-İPD arasındaki ilişkilerin geliştirilmesine yönelik çalışmaları (Ergüler & Ulusay, 2007, 2009) bulunmaktadır (Çizelge 1). Ayrıca Hachinohe vd. (1999), Japonya'daki bazı kumtaşları ve çamurtaşlarında bozunma derinliğinin ve derecesinin belirlenmesi amacıyla İPD'ni kullanmışlardır. Ngan Tillard vd. (2009) ise, 1 mm çaplı iğne kullanarak kalkarenitlerde yaptıkları deneylerde, iğne geometrisi ile çapının İPD üzerinde bir etkisinin olmadığını ve iğnenin uç kesimindeki iri tanelerin bir miktar kırıldığını belirlemişlerdir.

Çizelge 1. Bazı araştırmacılar tarafından önerilmiş görgül TESD-İPD ilişkileri

Araştırmacılar	Görgül ilişki	Birimler	
		TESD	İPD
Ergüler & Ulusay (2007, 2009)	$TESD = 0.51 İPD^{0.8575}$ ($r=0.87$)	MPa	N/mm
Okada vd. (1985)	$\log TESD = 0.978 \log İPD + 1.599$ ($r=0.914$)	kgf/cm ²	kgf/mm
Takahashi vd. (1998)	$TESD = 1.5395 İPD^{0.9896}$ ($r=0.90$)	MPa	N/mm
Naoto vd. (2004)	$TESD = 27.3 İPD + 132$ ($r=0.834$) (kumtaşı için)	kN/m ²	N/cm
	$TESD = 41.8 İPD - 4$ ($r=0.899$) (Ariaka kili için)	kN/m ²	N/cm
Yamaguchi vd. (1997)	$\log TESD = 0.982 \log İPD - 0.209$ ($r=0.872$)	kgf/cm ²	kgf/cm

Bu çalışmada, iğne penetrometresi deneyinin kaya mühendisliğinde uygulanmasıyla ilgili olarak önceki çalışmalara katkıda bulunulmak üzere; penetrasyon hızının sonuçlar üzerindeki etkisinin araştırılması, oldukça geniş bir veri tabanı kullanılarak genel bir görgül TESD-İPD ilişkisinin geliştirilmesi ve bunun önceki ilişkilerle karşılaştırılarak performansının sınanıp kaya mühendisliğindeki uygulama alanlarının değerlendirilmesi, ayrıca deneyin örnekte neden olabileceği olası mikro-yapısal hasarın incelenmesi amaçlanmıştır.

2 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

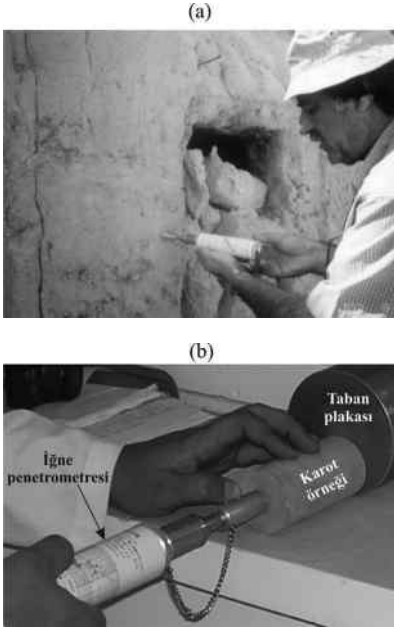
2.1 Cihaz ve yöntem

Bu çalışmada, 700 g ağırlığında 0.84 mm çapında ve koni açısı 20° olan SH-70 model Maruto (Maruto Co. Ltd., 2006) iğne penetrometresi kullanılmıştır (Şek. 1). Deney öncesinde iğnenin uygulanacağı yüzey temizlenmekte ve iğne yüzeye dik olarak batırılmaktadır (Şekil 2a). Eğer deney



Şekil 1. Maruto Co. Ltd. (2006) tarafından üretilmiş olan iğne penetrometresi ve bölümleri: 1. koruyucu ve batma miktarını gösteren ölçek, 2. iğne tutucu, 3. penetrasyon ölçeği, 4. yük ölçeği, 5. yük halkası, 6. TESD-İPD dönüştürme grafiği, 7. yedek iğne haznesi, 8. İğne.

laboratuvarında yapılıyor ise, iğnenin batırılması sırasında hareket etmemesi için örnek sabitlenmelidir (Şek. 2b). İğne örneğe 10 mm batacak şekilde uygulanmakta ve bu penetrasyon derinliğine ulaşıldıktan sonra penetrasyon kuvveti kaydedilerek iğne yavaşça çıkarılmaktadır. Eğer



Şekil 2. İğne penetrometresinin (a) arazide ve 8b) laboratuvarıda uygulanması.

10 mm'lik batma gerçekleşmeden penetrasyon kuvveti 100 N'a ulaşırsa da iğne çekilmektedir. Bu işlem, deney yüzeyinde 3 ile 10 arasında değişen sayılarda yapılmakta ve okumaların ortalaması İPD değeri alınarak aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

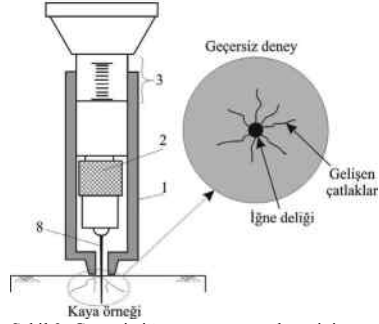
$$İPD = F/D \quad (1)$$

Burada; F penetrasyon kuvveti (N), D ise penetrasyon derinliği (mm)'dir. Bu deney için herhangi bir standart olmamakla birlikte, eğer Şekil 3'te görüldüğü gibi, batırma sırasında iğnenin çevresinde bazı çatlaklar geliyorsa veya mevcut zayıflık düzlemleri boyunca kaya ayrılıyorsa, deney iptal edilmektedir. Çünkü bu durumda, anormal derecede penetrasyona neden olabilecek bir gevşeme zonu gelişmektedir.

2.2 Kullanılan kaya türleri ve deneysel veri tabanı

Bu çalışmada, hem TESD hem de İPD'nin birlikte tayin edildiği Japonya'da yapılmış çalışmalara ait ulaşılabilen tüm veri ile yazarların daha önceki çalışmalarına (Ergüler & Ulusay 2007, 2009) ait verinin yanı sıra, 52 adet yeni TESD ve iğne penetrometresi deneyleri yapılmış ve toplam 725 veri çiftinden oluşan geniş bir veri tabanı elde

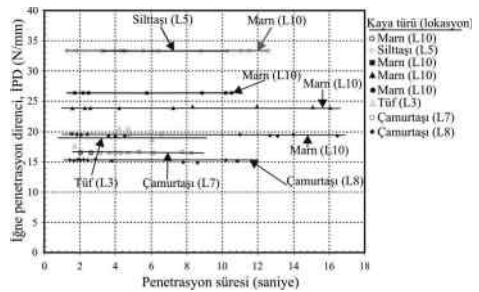
edilmiştir. Bu veri tabanında kullanılan kaya türleri ile deney sonuçları özet halinde Çizelge 2'de verilmiştir.



Şekil 3. Geçersiz iğne penetrasyon deneyinin şematik gösterimi

2.3 Penetrasyon hızının etkisinin araştırılması

İğne penetrasyon deneyinin hem arazide hem de laboratuvarıda elle yapılıyor olması, penetrasyon hızının sonuçlara etkisinin değerlendirilmesini önemli kılmaktadır. Ngan-Tillard vd. (2008) kalkarenit örneklerinde yaptıkları deformasyon kontrollü TESD deneylerinde 1.5 mm/s gibi bir hızla yükleme uygulamışlar, ancak bu deney için herhangi bir penetrasyon hızı önermemişlerdir. Bu eksiklik gözetilerek, bu çalışmada farklı kaya türleri üzerinde farklı penetrasyon hızları uygulanarak hızın sonuçlara olan etkisi araştırılmıştır. Şekil 4, farklı penetrasyon hızlarında İPD değerlerinin değişim göstermediğine, dolayısıyla penetrasyon hızının sonuçları etkilemediğine işaret etmektedir.



Şekil 4. İPD'nin penetrasyon süresiyle değişimi.

Ancak tüfte farklı penetrasyon hızları için İPD'de sadece küçük farklılıklar gözlenmiştir. Bu durum, tüfün diğer kesimlerine göre farklı İPD değerleri veren pomza parçalarının varlığından

Çizelge 2. Çalışmada kullanılan veri tabanında yer alan en büyük ve en küçük TEDS ve İPD değerleri.

Araştırmacılar	İPD (N/mm)		TEDS (MPa)		Kullanılan kaya türleri
	Min.	Max.	Min.	Max.	
Ergüler & Ulusay (2007, 2009)	2.50	125.00	0.51	32.07	Marn, silttaşı, çamurtaşı, tuf
Bu çalışma	14.9	50.10	3.40	16.10	Marn, silttaşı, çamurtaşı, tuf
Okada vd. (1985)	0.48	34.12	0.30	9.18	Yapay çimento tabanlı örnekler
Okada vd. (1985)	0.97	106.61	0.10	38.51	Çamurtaşı
Takahashi vd. (1998)	0.10	11.00	0.12	15.00	Kumtaşı, çamurtaşı, konglomera, grovak, tuf
Naoto vd. (2004)	0.34	8.20	0.09	3.60	Ariaka kili
Naoto vd. (2004)	0.65	20.00	0.44	6.44	Kumtaşı
Yamaguchi vd. (1997)	0.03	17.15	0.01	1.75	Piroklastik akıntı ve düşme çökelileri

kaynaklanmaktadır. Bununla birlikte, bu deneyde İPD'nin 3 ile 10 arasında değişen sayıda okumanın ortalaması alınarak hesaplandığı dikkate alınır, az da olsa, tüfte penetrasyon hızına bağlı olarak karşılaşılan bu farklılığın aynı kaya türü için sonuçta hesaplanacak İPD'nde önemli bir sapmaya neden olmayacağı söylenebilir. Bu gözlem, deneyin pratikliği açısından önemli bir avantaj olarak değerlendirilmiştir.

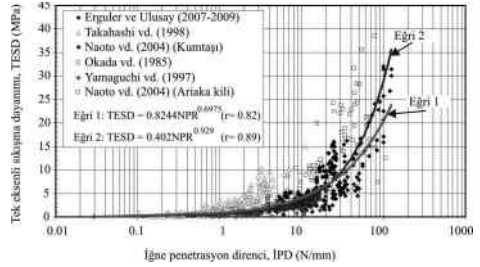
3 SIKIŞMA DAYANIMININ PENETRASYON DİRENCİNDEN TAHMİN MODELİ

TEDS'nın İPD'nden dolayı olarak tahmin edilmesi amacıyla 725 veri çiftinden oluşan veri tabanı kullanılmış ve ilk aşamada tüm verinin dağılımı değerlendirilmiştir. Bu amaçla hazırlanan ve Şekil 5'te verilen grafikten görüleceği gibi, Takahashi vd. (1998)'ne ait veri haricinde, bu iki özellik arasında tüm verinin dağılımında TEDS'nın 0-5 MPa arasındaki değerleri için doğrusal ve 5 MPa'dan büyük değerleri için ise doğrusal olmayan bir eğilimin varlığı anlaşılmaktadır. Eğer sadece Takahashi vd. (1998)'e ait veri dikkate alınır, TEDS'nın 1 MPa'ı aşmasıyla birlikte belirgin bir eğriselliğin söz konusu olduğu ve bunun dışında kalan veriyle karşılaştırıldığında, bu eğilimin aşırı yüksek TEDS değerlerinin tahminine neden olacağı görülmektedir. Bu durum muhtemelen, Takahashi vd. (1998)'ne ait eşitliğin geliştirilmesinde farklı boyut, dayanım ve özelliğe sahip bileşenleri içeren konglomeralara ait verinin kullanılmış olmasından kaynaklanmaktadır.

İkinci aşamada ise, doğrusal, üssel ve logaritmik modeller için TEDS (MPa) ve İPD (N/mm) veri çiftleri için regresyon analizleri yapılarak tahmin eşitlikleri üretilmiştir. İlk seri regresyon analizlerinde tüm veri kullanılmış olup, üç model arasında üssel model için elde edilen

aşağıdaki eşitlik (Şek. 5, eğri no.1) en yüksek korelasyon katsayısını ($r=0.82$) vermiştir.

$$TEDS = 0.8244İPD^{0.6975} \quad (2)$$



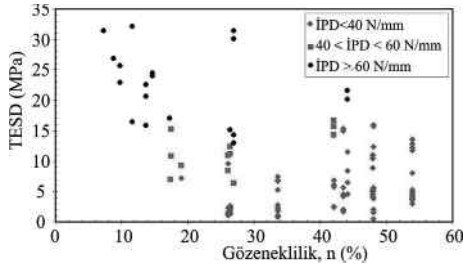
Şekil 5. Veri tabanında kullanılan TEDS-İPD veri çiftlerinin dağılımı ile tüm veri (Eğri 1) için ve Takahashi vd. (1998)'nin verisi hariç (Eğri 2) TEDS-İPD ilişkileri.

Bununla birlikte, Takahashi vd. (1998)'nin önerdikleri eşitliğin geliştirilmesinde verisi kullanılan farklı köken ve dayanıma sahip kaya parçalarının bir çimento içinde yer aldığı konglomera türü kayalarda İPD değerlerinin farklılıklar gösterdiği, dolayısıyla yüksek TEDS tahminlerinde bulunduğu dikkate alınarak, ikinci seri regresyon analizi bu araştırmacılara ait veri dikkate alınmaksızın yapılmıştır. Bu analize göre elde edilen eğriyi temsil eden görgül ilişki (Şek. 5, eğri no. 2) ($r=0.89$) aşağıda verilmiştir.

$$TEDS = 0.402İPD^{0.929} \quad (3)$$

Ayrıca yapılan F-testi, Eşitlik 3'te verilen ilişkinin %95 güvenilirlik sınırları içinde istatistiksel olarak önemli olduğunu göstermiştir. TEDS'nın 10 ile 40 MPa arasında değiştiği aralıkta bir miktar saçılım olmakla birlikte, İPD'nin artışıyla TEDS da artma eğilimine sahiptir (Şek.

5). İncelenen iki özellik arasındaki ilişkiyi bu saçınımlı biraz daha azaltarak belirlemek amacıyla, üçüncü bir kaya özelliğinin de analize dahil edilmesi düşünülmüştür. İPD'nin kaya yüzeyinde yerel bir kesimin direncini temsil ederken, TESD'nin tüm kayanın dayanımı olup, aynı zamanda gözeneklilik (n) vb. gibi fiziko-mekanik özellikleri de yansıttığı dikkate alınarak, üçüncü parametre olarak gözeneklilik seçilmiştir. Bu amaçla n ve TESD arasındaki ilişki, İPD'nin 3 farklı aralığı ($\text{IPD} < 40$, $40 \leq \text{IPD} < 60$ ve $\text{IPD} \geq 60$ N/mm) için Ergüler & Ulusay (2007, 2009)'a ait veri kullanılarak Şekil 6'da verilmiştir. Şekil 6'daki dağılım, TESD ve n arasında belirgin bir ilişkinin olmadığını göstermektedir. Bu nedenle daha ileri bir analiz yapılmamış ve Eşitlik 3'te verilen görgül ilişkinin amaca yönelik olarak kullanılabileceği düşünülmüştür.



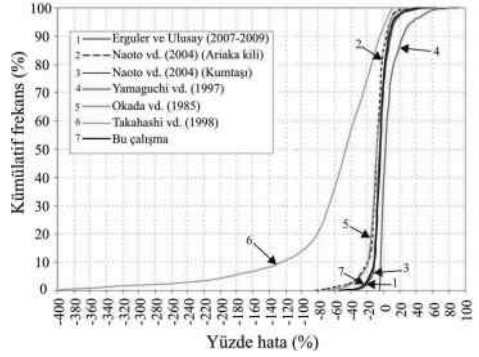
Şekil 6. Ergüler & Ulusay (2007, 2009)'a ait veriye göre İPD'nin üç farklı değişim aralığı için TESD ve gözeneklilik ilişkisi.

Eşitlik 3'teki ilişki ile diğer mevcut ilişkilerin tahmin performansları, veri tabanı kullanılarak ve her model için Eşitlik 4'te verilen yüzde hata miktarları (HM) hesaplanarak değerlendirilmiştir.

$$HM = \frac{(TESD_T - TESD_D)}{(TESD_{max} - TESD_{min})} \times 100 \quad (4)$$

Burada; $TESD_T$ ve $TESD_D$ sırasıyla tahmin edilen ve deneysel olarak belirlenen TESD, $TESD_{max}$ ve $TESD_{min}$ ise deneyden tayin edilen en büyük ve en küçük TESD değerleridir. Şekil 7'den görüleceği gibi, değerlendirilen modeller arasında tahmin performansı en düşük olan model Takahashi vd. (1998)'ne ait olup, bu modelden TESD değerlerinin sadece %22'si %20'lik bir hata payıyla tahmin edilebilmekte ve daha yüksek frekanslarda hata payı ani şekilde artmaktadır. Yamaguchi vd. (1997)'nin modelinden tahmin edilen TESD değerlerinin yaklaşık %60'ı $\pm$ %5 hata yüzdesi içinde kalırken, %40'ı ise %5 ile %80 arasında değişen hata paylarıyla tahmin

edilmektedir. Okada vd. (1985) (Şek. 7, eğri no. 5) ve Naoto vd. (2004)'ün (Şek. 7, eğri no. 2 ve 3) önerdikleri ilişkiler benzerlik göstermektedir. Her iki modelden tahmin edilen TESD değerlerinin %60'ı %20'lik hata yüzdesi içinde yer almakta olup, bu modeller Takahashi vd. (1998) ile Yamaguchi vd. (1997)'nin eşitliklerine göre daha iyi bir tahmin performansı sergilemektedirler. En düşük hata yüzdeleriyle tahmin yapan ilişkiler ise, bu çalışmada önerilen (Eşitlik 3) ilişki ile Ergüler & Ulusay (2007, 2009)'a ait ilişkidir. Özellikle bu çalışmaya ait ilişkiyi temsil eden Şekil 7'deki 7 no.lu eğriden TESD değerlerinin %70'ı $\pm$ %7'lik bir hata payıyla tahmin edilebilmektedir. Bu değerlendirmeler, Takahashi vd. (1998)'ne ait eşitliğin aşırı tahminler ürettiğini, bu çalışmada önerilen eşitliğin ise deneysel veriyle en uyumlu sonucu verdiğini göstermektedir.

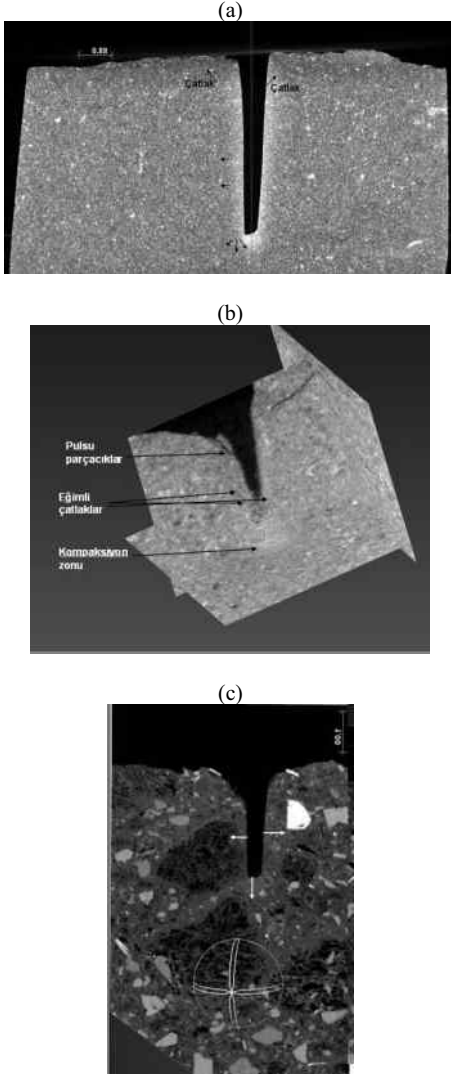


Şekil 7. Farklı modeller ve bu çalışmada önerilen modelden tahmin edilmiş TESD'nin hata yüzdesi.

4 MİKRO-YAPISAL HASARIN İNCELENMESİ

İğne penetrometresi deneyinde kayaya batırılması sırasında iğnenin mikro-yapısal ölçekte ne tür bir hasara neden olduğu ve bunun derecesi hakkında bir fikir edinilebilmesi amacıyla, bilgisayarlı tomografi tekniğinden yararlanılarak alınan görüntüler değerlendirilmiştir. Bu amaçla, seçilmiş örnekler Delft Üniversitesi (Hollanda)'ne gönderilmiş ve örnek boyutlarına göre çözünürlüğü 1.5 μ m ile 15 μ m arasında değişen bilgisayarlı tomografi cihazından iğnenin uygulandığı kesimin görüntüleri (mikro-CT) alınmıştır. Şekil 8a'da verilen mikro-CT görüntüsüne göre marmar örneğinde, sadece iğnenin uç kesiminde iğnenin en küçük çapından biraz daha geniş ve soğan şeklinde bir zonda malzeme yoğunlaşması söz konusudur. Bunun yanı sıra, iğne deliğine yakın bir kesimde

çok ince genişleme çatlakları da görülmektedir (Şek. 8a). Çamurtaşı örneğinde ise, iğne deliğinin yakın çevresinde ve uç kesiminde bir kompaksiyon zonu ile bazı kılcal çatlaklar gözlenmektedir (Şek. 8b). Bu eğimli genişleme çatlakları, iğne deliğinin yanından başlayarak yüzeye doğru ilerlemektedir.



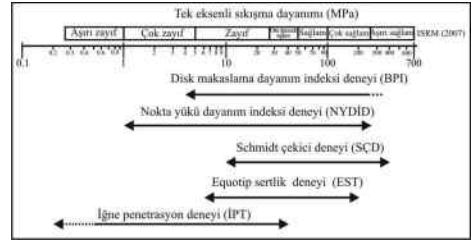
Şekil 8. İğne penetrasyon deneyinden sonraki micro-CT görüntüleri: (a) marn, (b) çamurtaşı, (c) tuf.

Tuf örneğinde ise iğne, minerallere ve kaya parçacıklarına göre daha zayıf olan çimento,

matriks ve pomza içinde ilerleyerek agreganın yapısını kısmen tahrip etmiş ve ince malzeme oluşturmuştur. Şekil 8c'deki oklar, bu zonu göstermektedir. Bununla birlikte, iğne çevresinde mikro-çatlakların varlığı belirlenmemiştir. Mikro-CT gözlemleri, bu deney sırasında ince taneli kil içeren kayalarda iğnenin uç kesiminde bir miktar malzeme yoğunlaşması ve kompaksiyonun, tuf gibi daha iri taneli kayalarda ise tanelerde bir miktar kırılma ve ince tane oluşumunun geliştiğine, dolayısıyla deneyin kayada önemli bir hasara yol açmadığına işaret etmektedir.

5 DENEYİN KAYA MÜHENDİSLİĞİNDE KULLANIMI

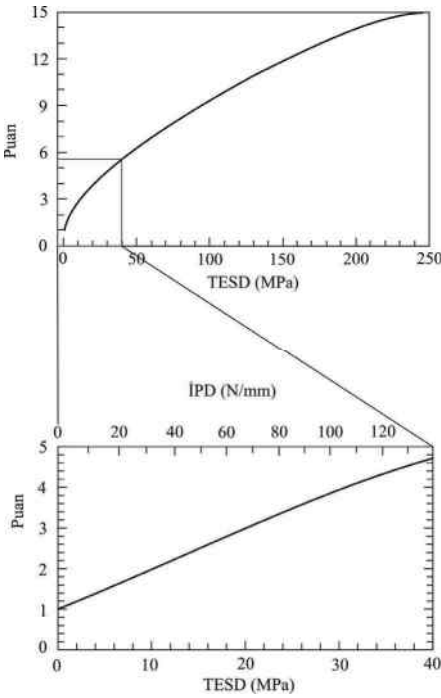
Yukarıdaki bölümlerde de belirtildiği gibi, iğne penetrasyon deneyi, TESD'nın İPD'nden tahmini amacıyla kullanılabilir. Bu amaçla, mevcutlara göre daha iyi bir tahmin performansı sergileyen Eşitlik 3'teki görgül ilişkiden yararlanılabilir. Bu ilişkinin, TESD 40 MPa'a kadar olan kayalar için kullanılması önerilir. TESD'nın tahmini amacıyla bu deneyin ve diğer indeks deneylerin yaklaşık uygulanabilirlik aralıkları, karşılaştırmalı olarak Şekil 9'da gösterilmiştir. Bununla birlikte, iri tanelerin bir çimento malzemesi içinde bulunduğu konglomera ve benzeri kaya türlerinde bu deneyin uygulanmasından kaçınılması gerektiği de göz ardı edilmemelidir.



Şekil 9. TESD'nın dolaylı yoldan tayini amacıyla kullanılan indeks deneyler ile iğne penetrasyon deneyinin uygulama aralıklarının karşılaştırılması.

RMR gibi bazı kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde sınıf puanlamasına esas olan girdi parametrelerinden biri de dayanım özelliği olup, bu özellik için TESD, uygun örnek alınamadığı durumlarda ise NYDİ kullanılmaktadır (Bieniawski 1989). Ayrıca bu iki dayanım parametresine alternatif olarak, BPI'nin de aynı amaçla kullanılması önerilmiştir (Ulusay vd. 2001, ISRM 2007). Ancak yumuşak, zayıf ve kil içeren kaya türlerinde yukarıda belirtilen parametrelerin

taininin olanaksız veya güç olduğu durumlarda ve örneklemeye izin verilmeyen antik ve tarihi alanlarda yukarıda belirtilen özelliklerin tayini olanaksız olacağından, bu amaçla iğne penetrasyon deneyinden yararlanılması diğer bir alternatif olarak düşünülebilir. Dayanımı 40 MPa'a kadar olan kayalar için Eşitlik 3'teki ilişki esas alınarak yapılan dönüştürmeler sonucunda, RMR sisteminde dayanım puanının belirlenmesinde kullanılması amacıyla hazırlanan "Dayanım Puanı-İPD-TESD" grafiği Şekil 10'da sunulmuştur.



Şekil 10. RMR kaya kütlesi sınıflama sistemi için zayıf-çok zayıf kayalarda kullanılmak üzere bu çalışmada önerilmiş TESD ve İPD puanlama abağı.

Hachinohe vd. (1999) kayalarda bozunma derecesinin tahmini için, kaya örneklerinin bozunmamış taze kesimlerinde belirlenen ortalama İPD'nin ($\bar{IPD}_{fp}$), diğer kesimde ölçülen İPD'ne oranından hesaplanan Artık Dayanım Oranı (R_s)'ni önermişlerdir.

$$R_s = (\bar{IPD}/\bar{IPD}_{fp}) \times 100 \quad (5)$$

Bu araştırmacılar, R_s ile ana kaya yüzeyine kadar olan derinlik arasındaki ilişkiye göre, bozunma derecesi arttıkça R_s 'nin azaldığını ve bozunma süresinin uzamasıyla R_s 'deki azalmanın arttığını belirtmektedirler. Ancak Eşitlik 5'in türetilmesinde bu araştırmacıların sadece Boso Yarımadası (Japonya)'ndaki Tersiyer yaşlı kumtaşı ve çamurtaşı örneklerine ait deneysel veriyi kullanmışlardır. Dolayısıyla bu durum, bu aşamada R_s 'nin kaya mühendisliğinde kullanımı açısından bir sınırlama olarak gözükmekte ve bu indeksin farklı kaya türleri üzerinde yapılacak deneylerin sonuçları da kullanılarak sınanmasının uygun olacağına işaret etmektedir.

6 SONUÇLAR

Geniş bir veri tabanı kullanılarak iğne penetrasyon deneyinin performansının araştırıldığı ve kaya mühendisliğindeki kullanımını değerlendirildiği bu çalışmadan elde edilen başlıca sonuçlar aşağıdaki paragraflarda verilmiştir.

Deneysel çalışmalar, iğne penetrasyon hızının sonuçlar üzerinde bir etkisi olmadığını göstermiştir. Ayrıca Ngan-Tillard vd. (2008), İPD değerlerinde iğne çapı ve uç koni açısına bağlı bir eğilim gözlenmediğini belirtmektedirler. Bu belirlemeler; hem arazide hem de laboratuvarla elle uygulanan bu deney yöntemi açısından bir avantaj olarak değerlendirilmiştir. Yöntemin diğer bir avantajı da, mikro-CT görüntülerinden de belirlendiği gibi, iğnenin kayaya önemli bir hasar vermemesi ve laboratuvar deneyleri için örnek alınmasına izin verilmeyen antik ve tarihi alanlarda da uygulanabilmesidir.

İstatistiksel analizler; TESD'nın İPD'nden tahmini amacıyla bu çalışmada önerilmiş olan görgül ilişkinin mevcutlar arasında en yüksek tahmin performansına sahip olduğunu ve TESD değerlerinin %70'ini $\pm$ %7 gibi düşük bir hata payıyla tahmin edebildiğini göstermiştir. Bu avantajları, İPD'nin RMR sisteminde TESD ve NYDİ'ne karşı alternatif bir dayanım parametresi olarak kullanılabileceğine de işaret etmektedir.

Hafif ve taşınabilir olması, örnek hazırlama için önemli bir çabayı gerektirmemesi ve kayaya hasar verici olmaması gibi özellikleriyle iğne penetrasyon deneyi, TESD 40 MPa'a kadar olan kayalar için uygun bir deney olarak gözükmektedir. Bununla birlikte, hatalı sonuçlar verebileceği dikkate alınarak, iri tanelerin bir bağlayıcı içinde yer aldığı konglomera vb. türde kayalarda, bu deneyin uygulanmasından kaçınılması önerilir.

KATKI BELİRTME

Yazarlar, örneklerin mikro-CT görüntülerinin çekilmesiyle ilgili destek ve katkılarından dolayı Dr. Dominique Ngan-Tillard (Delft Üniversitesi, Hollanda)'a ve Japonca makalelerin çevirisiyle ilgili katkıları için Prof. Dr. Ömer Aydan (Tokai Üniversitesi, Japonya)'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- ASTM, 2000. Annual Book of ASTM Standards-Soil and Rock, Building Stones, Section-4, Construction, vol. 04.08. Philadelphia:ASTM Publications, 975p.
- Bieniawski, Z.T., 1975. Point load test in geotechnical practice. *Engineering Geology*, 9, 1–11.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classification*. McGraw Hill, NewYork, 237 pp.
- Ergüler, Z.A. and Ulusay, R., 2007. Estimation of uniaxial compressive strength of clay-bearing weak rocks using needle penetration resistance. *Proceedings of the 11th Congress on International Society for Rock Mechanics*, Lisbon, Vol. 1, 265–268.
- Ergüler, Z.A. and Ulusay, R., 2009. Water-induced variations in mechanical properties of clay-bearing rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 355–370.
- Hachinohe, S., Hiraki, N. and Suzuki, T., 1999. Rates of weathering and temporal changes in strength of bedrock of marine terraces in Boso Peninsula, Japan. *Engineering Geology*, 55, 29–43.
- ISRM, 2007. *The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974–2006*. R. Ulusay and J.A. Hudson (editors), *Suggested Methods Prepared by the Commission on Testing Methods*, International Society for Rock Mechanics, Kozan Ofset, Ankara, 628 p.
- JSCE (Japan Society of Civil Engineers), 1991. *Proposed testing methods for soft rock*. Tokyo, Committee on Rock Mechanics of JSCE, 124 p (Japonca).
- Maruto Co. Ltd., 2006. *Penetrometer for Soft Rock: Model SH-70 Instruction Manual*. Tokyo, Japan.
- Naoto, U., Yoshitake, E., Hidehiro, O. and Norihiko, M., 2004. Strength evaluation of deep mixing soil-cement by needle penetration test. *Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 52 (7), 23–25 (Japonca).
- Ngan-Tillard, D.J.M., Verwall, W. and Mulder, A., 2008. TU Delft experience with needle penetration tests to derive UCS values of the Maastrichtian calcarenite. Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Department of Geotechnolgy, Geo-engineering Section, The Netherlands (yayınlanmamış sunum).
- Ngan-Tillard, D.J.M., Verwaal, W., Maurenbrecher, P.M. and Paassen, L.A. van, 2009. Microstructural degradation of Maastrichtian limestones. *Proceedings of Eurock 2009, Engineering in Difficult Ground Conditions Soft Rocks and Karst* Leiden, CRC Press, 321–326.
- Norbury, D.R., 1986. The point load test. In *site investigation practice*. A.B., Hawkins (editor), Geological Society of Engineering Geology Special Publication No. 2, 325–329.
- Okada, S., Izumiya, Y., Iizuka, Y. and Horiuchi, S., 1985. The estimation of soft rock strength around a tunnel by needle penetration test. *Journal of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 33 (2), 35–38 (Japonca).
- Takahashi, K., Noto, K. and Yokokawa, I., 1998. Strength characteristics of Kobe Formation in Akashi Strata (No.1). *Proceedings of the 10th Japan National Conference on Geotechnical Engineering*, The Japanese Geotechnical Society, 1231–1232 (Japonca).
- 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 Sciences*, 38, 1113–1119.
- Verwaal, W. and Mulder, A., 1993. Estimating rock strength with the Equotip hardness tester. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Geomechanics Abstracts*, 30 (6), 659–662.
- Yamaguchi, Y., Ogawa, N., Kawasaki, M. and Nakamura, A., 1997. Evaluation of seepage failure resistance potential of dam foundation with simplified tests. *Journal of Japan Society of Engineering Geologists*, 38 (3), 130–144.

Doğrusal kesme deneylerinde spesifik enerjinin elektriksel yaklaşım ile belirlenmesi ve kayaç özellikleri ile ilişkilendirilmesi

Determination of specific energy value with electrical method on linear cutting experiments and related with rock properties

A.E. Dursun, N. Bilim & M.K. Gökay

Selçuk Üniversitesi, Müh.-Mim. Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, KONYA

ÖZET: Spesifik enerji birim hacim kayayı kesmek için gereken enerji miktarı olarak tanımlanmakta ve birimi MJ/m³ veya kWh/m³ tür. Spesifik enerji değeri, mekanize kazı makinelerinin verimliliğinin tahmin edilmesinde kullanılan en geçerli metotlardan biridir. Bu çalışmada spesifik enerji değerinin belirlenmesi için 7 farklı doğal taş numunesi tercih edilmiştir. Bu numuneler üzerinde küçük boyutlu doğrusal kesme seti kullanılarak kesme deneyleri yapılmış ve kesme esnasında makinenin ihtiyaç duyduğu elektrik enerjisi enerji analizörü yardımıyla ölçülmüştür. Kesme deneyleri sonucunda elde edilen veriler kullanılarak spesifik enerji değeri hesaplanmıştır. Ayrıca kayaçların mekanik ve fiziksel özellikleri belirlenmiş ve elde edilen spesifik enerji değerleri ile; yoğunluk, tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme (Brazilian) dayanımı, nokta yükleme dayanımı, Schmidt sertliği ve sismik hız verileri arasındaki ilişkiler incelenmiştir.

ABSTRACT: Specific energy is defined as the amount of energy required to cut a unit volume of rock and expressed in MJ/m³ or kWh/m³. Specific energy value is the most popular method in order to predict the efficiency of mechanical excavators. In this study, rock cutting experiments were performed on different seven rock samples with small scale linear cutting machine (shape) during the cutting the specific energy value was calculated from the electric energy required of machine was measured by using power analyzer. In addition, physical and mechanical properties of rocks were determined relationships between specific energy values obtained from cutting tests and rock mechanical properties were analyzed.

1 GİRİŞ

Son yıllarda spesifik enerjinin tahmini için birçok kuramsal, deneysel ve modelleme çalışmaları bulunmaktadır. Spesifik enerji birim hacim kayayı kesmek için ihtiyaç duyulan enerji miktarı olarak tanımlanır ve birimi MJ/m³ veya kWh/m³ tür. Spesifik enerji değeri, mekanize kazı makinelerinin verimliliğinin tahmin edilmesinde, en geçerli metotlardan biridir. Mekanize kazı makinelerinin hızlarının basit ve ucuz yöntemlerle, tahmin edilebilmesi kazı mekaniği bilimi açısından oldukça yeni ve önemlidir. Doğrusal kayaç kesme deneylerinde, birim hacimdeki kayayı kesmek için gereken spesifik enerji değeri gerçeğe yakın bir şekilde bulunabilmektedir. Bu değer mekanize kazı makinelerinin kazı miktarı tahmininde ve performans analizlerinde kullanılır. Mekanize kazı

sistemlerinin seçimi ve tasarımı aşamasında, kazılacak olan formasyonlardan kaya blokları alınmakta ve laboratuarda doğrusal kazı setinde kesme deneylerine tabi tutulmaktadır.

Kollu galeri açma makineleri, tam cepheli kazı makineleri ve sürekli kazı yapan makinelerin üretim kapasitesi ve performanslarının kestirilmesinde en çok kullanılan ve kabul gören yöntemlerden biri laboratuvar spesifik enerji değeridir (Çopur vd. 2001).

Kesilebilirlik ile kayaç özellikleri arasındaki ilişki konusunda en iyi bilinen çalışma, McFeat-Smith & Fowell (1977)'ın çeşitli sedimanter kayaçlar kullanarak gerçekleştirdikleri çalışmadır. Araştırmacılar çalışmalarında, bazı dokusal, bileşimsel, fiziksel ve mekanik kayaç özellikleri ve indeks değerleri ile laboratuvar spesifik kesme enerjisi değerleri, keski aşınma oranı ve kazı

ürününün tane boyu gibi keski performans parametrelerinin ilişkisini incelemişlerdir.

Laboratuarda ölçülen spesifik kesme enerjisi değerinin, galeri açma makinelerinin yerinde kazı hızları ve performansları ile iyi bir korelasyon içinde olduğu belirlenmiştir (McFeat-Smith & Fowell 1977). Laboratuvar spesifik kesme enerjisi, aynı zamanda kazı işleminde çalışacak makine tipinin belirlenmesinde de kullanılmaktadır. Ancak kesilebilirlik deneyleri için geniş kapsamlı laboratuvar olanaklarına ve kaliteli örneklerle gereksinim duyulmaktadır. Bu durum genellikle pahalı ve zaman alıcıdır.

Bu olanakların bulunmadığı durumlarda, kayaç kesilebilirliğinin tahmini ve makine seçimi için diğer bazı kayaç özelliklerinin kullanılmasını öngören birçok deneysel tahmin modelleri bulunmaktadır. Bu alanda bilinen ilk çalışmalardan McFeat-Smith & Fowell (1977) ile Bilgin & Shariar (1988)' nın modelleri, en iyi bilinen deneysel tahmin modelleridir. McFeat-Smith ve Fowell (1977)' in çok çeşitli sedimanter kayaçlar kullanarak geliştirdikleri model, kayaçların mekanik aletlerle kesilebilirlik özelliklerinin; dokusal, bileşimsel ve mühendislik özellikleri ile ilişkisinin belirlenmesi amacıyla en sık kullanılan modellerden biridir.

Bilgin ve Shariar (1988)' de yaptıkları bir çalışmada madenlerde mekanize kazı için bir planya tezgahı ve ölçme sisteminden oluşan bir kazı seti oluşturularak Amasra karbonifer havzasında karot ve blok numuneleri üzerinde kesme deneyleri ile fiziksel ve mekanik deneyler yapmışlardır. Kesme deneyleri sonucunda formasyonu kendi aralarında kazılabilirlik özelliğine göre sınıflandırmışlardır. Daha sonra bu formasyonlar için en uygun mekanize kazı sistemlerini tavsiye etmişlerdir.

Balcı & Bilgin (2005) farklı fiziksel ve mekanik özelliklere sahip kaya, mineral ve cevher numuneleri üzerinde, hem küçük (planya tezgahı) hem de tam boyutlu kazı seti kullanarak, kaya kesme deneyleri yapmışlardır. Bu deneyler sırasında, keskilere gelen kuvvetleri ve spesifik enerji değerlerini ölçmüşlerdir. Ayrıca, kayaçların mekanik ve fiziksel özelliklerini belirleyerek elde edilen spesifik enerji değerleri ile olan ilişkilerini istatistiksel olarak analiz etmişlerdir. Bu çalışma sonucunda elde ettikleri sonuçlar yardımıyla tam boyutlu kaya kesme setinin kullanılmadığı durumlarda spesifik enerji değerinin daha ucuz ve pratik olan küçük boyutlu kaya kesme deneyi kullanılarak elde edileceğini göstermişlerdir.

Tiryaki & Dikmen (2006) altı adet farklı kumtaşı kullanarak spesifik enerji ile doku katsayısı

yaklaşımı ve diğer kayaç özellikleri arasındaki ilişkiyi araştırmışlardır. Bu çalışmada kaya içerisindeki mineral taneleri göz önüne alınarak bir araştırma yapmışlar ve doku katsayısının kesilebilirlik üzerindeki etkisini ve spesifik enerjinin doku katsayısı yaklaşımı ve diğer kayaç özellikleri ile tahminin mümkün olduğunu ortaya koymuşlardır.

Yılmaz vd. (2007) kesme kuvveti ile kayaç özellikleri (makaslama dayanımı ve tek eksenli basınç dayanımı) arasındaki ilişkiyi araştırmışlardır. Bu çalışmada farklı kesme koşulları için (kesme derinliği, keskil arası mesafe) regresyon analizi ile bir modelleme yapılmış ve ölçülen kesme kuvveti ile kesme teorilerinden elde edilen kesme kuvveti arasındaki ilişkiyi araştırmış ve bir modelleme geliştirmişlerdir.

Tiryaki (2008) kayaç özelliklerinden kesilebilirlik tahmini için yapay sinir ağıları uygulamasını kullanarak bir çalışma yapmıştır. Bu çalışmada spesifik enerji ile tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, statik elastik modülü değeri ve koni delici değeri arasındaki ilişkiyi araştırmıştır. Bu çalışmada yapay sinir ağıları ile kayaç kesilebilirliğinin tahmin edilebileceğini göstermiştir.

Acaroğlu vd. (2008) tünel açma makinelerinin performans tahmini için gereken spesifik enerjinin bulanık mantık yöntemiyle tahmin edilmesi üzerine bir çalışma yapmışlardır. Bu model disk keskilerin spesifik enerji gereksinimlerinin tahmini için kayaçların tek eksenli basınç ve çekme dayanımı ile disk çapı ve genişliği, keskil arası mesafe ve batma oranı gibi özellikleri kullanarak bir tahmin modeli oluşturmuşlardır.

İTÜ mekanizasyon laboratuvarında mevcut küçük boyutlu kesme seti kullanılarak yapılan kesme deneylerinde çeşitli doğal taş ocaklarından alınan blok mermer numuneleri üzerinde kazılabilirliği belirlemek ve zincir ile kesme işlemini simüle etmek amacıyla laboratuvarında bir seri kesme deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmada köşe kesme deneyleri üzerine araştırma yaparak, köşe kesme deneyleri sonucunda keskilere gelen kuvvetler ve birim hacimdeki kayayı kesmek için gereken spesifik enerji değerleri belirlenmiştir. Kesme deneylerinde parametreler kama tipi keski (chisel tip) kullanılmış olup, kesme parametreleri ise temizleme açısı 5°, kesme açısı -5°, keski genişliği 12,7 mm olarak belirlenmiştir. Sonuçta, küçük boyutlu kazı setinde (planya tezgahı) doğrusal kesme deneyleri yapılarak bir zincir kesme makinesindeki köşe keskilere simüle edilmiştir. Bu çalışmada da yine planya tezgahı kesme seti olarak kullanılmıştır (Çopur vd. 2009).

Çopur (2009) doğal taş numuneleri üzerinde doğrusal kesme deney seti kullanarak kesme deneyleri yapmıştır. Bu çalışmada numuneler doğrusal kesme setinde chisel tip keski kullanılarak farklı yanal açı (0°, 15°, 30° ve 45°), kesme derinliği ve keski arası mesafelerde kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada kayaçların kesilebilirliği, zincir kollu kesme makinesinin kesme karakteristiği, simetrik ve simetrik olmayan yanal açılarının ve farklı kesme modellerinin kesme performansına etkilerini araştırılmıştır. Sonuç olarak zincir kollu kesme makinesinin performans tahmini; doğrusal kayaç kesme deneylerinin sonuçları ve kinematikın kanunları kullanılarak tahmin edilmiştir. Deneyel çalışmaların sonuçları ve yerinde araştırmalar zincir kollu kesme makinelerinin kesme işlemlerinin doğrusal kesme deneyleri ile temsili olarak başarılı bir şekilde belirlenebileceğini göstermiştir.

Bilim (2007) Çayırhan kömür havzasında kullanılan kazıcı makinelerin performans analizleri için arazi ve laboratuvar çalışmaları yaparak gerçekleştirilen kazı çalışmalarıyla spesifik enerji (kWh/m^3), net kazı miktarı (m^3/h) ve ilerleme hızı (m/dk) değerlerini hesaplamıştır. Daha sonra belirlenen bu değerler ile kazı arının mekanik özellikleri karşılaştırılmıştır. Parametrik değerlendirmeler dikkate alınarak spesifik enerjinin, tahmininde kullanılacak bir matematiksel yaklaşım geliştirilmiştir. Bu yaklaşımda girdi parametreleri olarak nokta yükleme dayanımı, Schmidt sertliği, doğal yoğunluk ve kömür damarı içerisindeki süreksizlik sayısı ($\#/\text{m}^3$) kullanılmıştır. Uygulayıcı mühendislerin kazıcı makina seçimlerine birinci derecede yardımcı olacak spesifik enerji, net kazı miktarı (m^3/h) ve ilerleme hızı (m/dk) değerlerinin tahmini için de ayrıca matematiksel yaklaşımlar geliştirilmiştir.

Çomaklı (2010) Niğde ve Kayseri yöresindeki metalik cevherlerin mekanize kazıcılar ile kazılabilirliği için kromit, demir ve kurşun-çinko cevheri üzerinde küçük boyutlu kesme deneyleri gerçekleştirmiş ve kesme deneyleri sonucunda spesifik enerji değerleri hesaplanarak her bir cevher için belirlenen kollu galeri açma makinası için kazı performansı değerleri hesaplanmıştır. Ayrıca cevherlerin fiziko-mekanik özellikleri belirlenerek spesifik enerji değeri ile fiziko-mekanik özelliklere bağlı çeşitli formüller geliştirilmiştir.

Bu çalışmada spesifik enerjinin tahmini için kayaç özellikleri ve elektriksel parametreler kullanılarak bir tahmin modeli oluşturulmaya çalışılmıştır. Bu nedenle doğrusal kayaç kesme deneyleri esnasında makinenin harcadığı elektrik

enerjisi bir enerji analizörü vasıtasıyla ölçülerek spesifik enerji değeri hesaplanmıştır. Benzer çalışmalarda spesifik enerji değeri genelde mekaniksel yaklaşım ile (kesme kuvvetlerinden hareketle hesaplanan spesifik enerji) belirlenmiştir. Bu çalışmada ise direkt makinenin tükettiği elektrik enerjisinden hareketle spesifik enerji hesaplanmıştır. Daha sonra doğrusal kesme deneylerinden elde edilen elektriksel parametreler kullanılarak hesaplanan spesifik enerji değerleri ile kayaçların fiziksel-mekaniksel özellikleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır.

2 KESME DENEYLERİ VE SPESİFİK ENERJİ DEĞERİNİN BELİRLENMESİ

2.1 Doğrusal kesme deneyleri

Bu çalışmada küçük kayaç blokları standart chisel tip bir keski ile kesilerek doğrusal kesme deney setinin çektiği akım, gerilim ve $\cos\phi$ değerleri bir enerji analizörü ve akım-gerilim sensörleri vasıtasıyla ölçülmüştür. Hem enerji analizörü ile hem de akım-gerilim sensörleri ile veri alınarak yapılan işlemin doğruluğu kontrol edilmektedir. Doğrusal kesme deneylerinde kullanılan kesme deney seti Fowell & McFeat-Smith (1976), McFeat-Smith & Fowell (1977) ve Bilgin & Şariar (1988) tarafından kullanılan makinenin bir benzeri olan planya tezgâhidir. Kesme deneyleri Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği bölümü laboratuvarında bulunan doğrusal kesme deney setinde gerçekleştirilmiştir. Bu doğrusal kesme deney seti fonksiyonel olarak üç ana kısımdan oluşmaktadır. Ana gövde, hareketli başlık ve hareketli iş tablası (Şek. 1). Kesme deneyleri esnasında kayaç numunesi planyanın iş tablasına yerleştirilerek başlık kısmının git-gel hareketi ile kayaç numunesi üzerine oluk açmakta böylece kesme işlemi gerçekleştirilmektedir. Deneylerde planya makinesinin tablasına yerleştirilen kayaç numunesi aşağı-yukarı ve sağa-sola hareket ettirilerek kesme derinliği ve keski arası mesafe gibi parametrelerde incelenilebilmektedir.

Kesme deneyleri 4 kW'lık bir elektrik motoruyla tahrik edilen Klopp marka bir planya makinesi ile gerçekleştirilmiştir (Şek. 1). Kesme deneylerinde bazı parametreler sabit tutulmuştur. Sabit parametreler; 12,5 mm genişliğinde standart kama tipi keski, veri toplama hızı 1000 Hz, temizleme açısı 5° ve kesme açısı -5°'dir. Deneylerde kullanılan keski tungsten karbür malzemeden yapılmış indeks özellikleri olan bir keskidir (Şek. 2). Bağımsız değişkenler ise; kesme derinliği (2-3 mm) ve 7 farklı kayaç örneğidir.

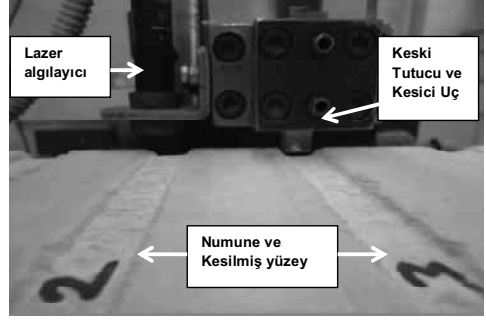
Ölçülebilen değerler ise akım-gerilim değerleri, pasa miktarı, kesme uzunluğu gibi parametrelerdir. Akım ve gerilim değerleri Siemens marka bir enerji analizörü ve akım-gerilim sensörleri ile ayrı ayrı ölçülmekte okunan değerler veri toplama kartı vasıtasıyla bilgisayara aktarılmakta ve MATLAB yazılım programı ile işlenmektedir. Ayrıca doğrusal kesme setinin kesme hızı bir AC tip motor sürücüsü ile kontrol edilmektedir.



Şekil 1. Doğrusal kesme deney seti

Kesme deneyleri esnasında önce 30x30x10 cm boyutundaki numuneler iş tablasına sıkıştırma paletleri ile sıkıca sabitlenmektedir (Şek. 2). Daha sonra kesme derinliği, keskinin arası mesafe, kesme hızı gibi parametreler ayarlandıktan sonra numune kesim için hazır hale getirilmektedir. Yük hücreleri ve enerji analizörü veri ölçer hale getirildikten sonra ilk kesim yapılarak veri toplama kartı ve MATLAB yazılım programı yardımıyla aynı anda hem kuvvet hem de akım ve gerilim okumaları yapılmaktadır.

Kesim esnasında verilerin kayıt zamanının başlangıcını ve bitişini çok hassas bir şekilde belirleyebilmek için lazer algılayıcıdan (Şek. 2) yararlanılmış böylelikle sadece keskinin kayacı kesmesi esnasında veri alması sağlanarak verilerin işlenmesinde kolaylık sağlanmaktadır.



Şekil 2. Kesilmiş numune yüzeyi ve keski

2.2 Spesifik enerji değerinin belirlenmesi

Spesifik enerji değerinin belirlenmesi için kazı yapılacak formasyondan numuneler alınmakta elektronik ölçme sistemleri ile donatılmış kayaç kesme deney setlerinde kazı mekaniği prensiplerine uygun kesimler yapılarak belirlenmektedir. Spesifik enerjinin belirlenmesinde iki yöntem kullanılmaktadır. Bunlardan birincisi mekaniksel yaklaşım diğeri ise elektriksel yaklaşımdır. Mekaniksel yaklaşımda spesifik enerji; kesme deneyleri esnasında oluşan normal ve kesme kuvvetlerinden hareketle hesaplanmaktadır. Elektriksel yaklaşım ise yine kesme deneyleri esnasında bir enerji analizörü kullanılarak elektrik enerjisi değerleri ölçülerek enerji analizöründen elde edilen elektriksel parametrelerden hareketle hesaplanmaktadır (Çınar, 2007). Bu çalışmada elektriksel yaklaşım kullanılarak, spesifik enerji değeri eşitlik 1 yardımı ile hesaplanmıştır.

$$SE = E_{ORT}/Q \quad (kWh/m^3) \quad [1]$$

Burada;

E_{ORT} (kWh); kesme süresince kaydedilen akım ve gerilim değerlerinden hesaplanarak elde edilen enerji değeri. Makinenin kesim yaptığı sırada çektiği anlık akım ve gerilim değerleri veri toplama hızı 1000 Hz olan akım-gerilim sensörleri ve enerji analizörü vasıtasıyla ölçülerek kesme süresinde geçen zamanda hesaba katılarak enerji değeri hesaplanmıştır.

Q ; birim kesme mesafesinde açığa çıkan pasa hacmidir.

Bu çalışmada her kayaç numunesi için 3 defa kesim yapılarak veriler elde edilmiş ve bu değerlerin ortalaması alınarak spesifik enerji değeri

hesaplanmıştır. Kesme deneyleri esnasında kesme derinliği 2 mm ve kesmeler arası mesafe yardımsız olarak belirlenmiş ve spesifik enerji değeri hesaplanmıştır. Kesme deneyleri sonucunda elde edilen akım, gerilim, spesifik enerji değerleri ve pasa hacmi Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1. Kayaçların kesimi sonucunda elde edilen spesifik enerji değerleri

Kayaç adı	Akım (Amper)	Gerilim (Volt)	SE (kWh/m ³)	Q (m ³)
Beyaz mermer	5,16	416,16	38,26	0,0455
Bej mermer 1	8,06	449,78	52,89	0,0293
Bej mermer 2	7,93	449,78	46,62	0,0338
Traverten 1	5,81	418,87	35,92	0,0408
Traverten 2	4,47	397,71	28,37	0,0376
Traverten 3	4,19	389,87	28,00	0,0358
Sarı tüf	4,52	385,18	15,81	0,0382

SE: Spesifik Enerji Değeri, Q: Ortalama birim mesafede açığa çıkan pasa hacmi

3 KAYAÇLARIN FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Bütün deneyler ISRM (1981) standartlarına göre gerçekleştirilmiştir. Kesme deneyleri yapılan kayaçların mekanik ve fiziksel özelliklerini belirlemek için yoğunluk, tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme (Brazilian) dayanımı, nokta yükleme dayanımı, Schmidt çekici sertliği ve sonik ses yayılım hız deneyleri yapılmıştır. Her bir deney için deney sonuçları Çizelge 2’de verilmiştir.

Yoğunluk deneyleri Buoyancy metoduna göre yapılarak kayaçların yoğunlukları ve gözeneklilikleri (porozite) bulunmuştur.

Tek eksenli basınç deneyinde numune çapı 54 mm ve numune boy/çap oranı 2,5–3,0 arasında olacak şekilde numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan silindirik numuneler hidrolik preste kırılmıştır. Yükleme hızı olarak 2 kN/sn seçilmiştir.

Kayaç numunelerinin çekme dayanımı Brazilian Deneyi olarak bilinen yöntem ile bulunmuştur. Deneyler için 54 mm çapında ve 27–29 mm kalınlığında numuneler hazırlanmıştır. Hazırlanan numuneler 0,2 kN/sn yükleme hızında hidrolik preste kırılmıştır.

Kayaç numunelerinin nokta yükleme dayanımını belirlemek için eksenel tipte deneyler yapılmıştır. Numune çapı yaklaşık 54 mm ve numune genişlik/çap oranı 0,5–1,0 olacak şekilde numuneler hazırlanmıştır. Daha sonra numuneler nokta yükleme deney aletinde kırılarak numunelerin nokta yükleme dayanım indeks değerleri belirlenmiştir.

Kayaçların yüzey sertlik özelliklerini belirlemek için L tipi digital Schmidt çekici kullanılmıştır. Sertlik belirleme deneyleri blok numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bu numuneler üzerindeki farklı noktalara en az 20 adet vuruş yapılmıştır.

Ses yayılım hızı deneyleri yapılırken P dalgasına göre numunenin ses yayılım hızları bulunmuştur. Numunelerin ses yayılım hızları laboratuvar ölçekli dijital göstergeli MATEST deney aleti kullanılarak belirlenmiştir. Tek eksenli basınç deneyleri için hazırlanan numuneler üzerinde öncelikle ses yayılım hızı deneyleri gerçekleştirilmiş olup daha sonra bu numuneler tek eksenli basınç deneyinde kullanılmıştır.

Çizelge 2. Kayaçların fiziksel-mekanik özellikleri

Kayaç adı	Yoğunluk (gr/cm ³)	UCS (MPa)	ITS (MPa)	PLT (MPa)	Schmidt sertliği	P dalga hızı (km/s)
Beyaz mermer	2,74	54,63	3,95	7,87	73,81	6,26
Bej mermer 1	2,70	80,74	3,05	5,73	65,49	6,54
Bej mermer 2	2,71	69,63	6,51	5,69	70,14	6,58
Traverten 1	2,36	20,92	2,96	4,56	53,30	4,70
Traverten 2	2,16	18,45	1,75	2,14	47,48	4,03
Traverten 3	2,26	28,50	2,94	3,91	45,63	4,16
Sarı tüf	1,82	20,60	1,96	3,18	54,94	1,96

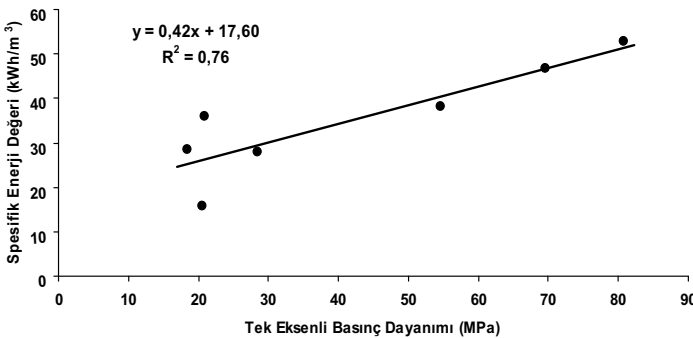
UCS: Tek eksenli basınç dayanımı, ITS: Dolaylı çekme dayanımı, PLT: Nokta yükleme dayanımı

4 SONUÇLAR VE TARTIŞMA

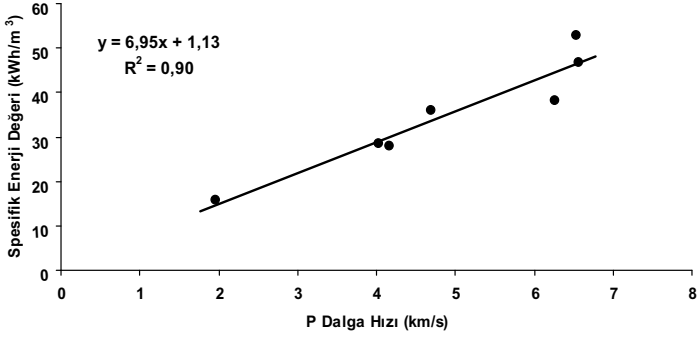
Yapılan kesme deneyleri sonucunda elektriksel veriler kullanılarak hesapladığımız spesifik enerji değerleri ile kayaçların fiziksel-mekanik özellikleri arasında anlamlı ilişkilerin varlığı görülmüştür. Bu deneylerden elde edilen veriler yardımıyla mekanize kazı makinelerinin verimliliğinin önceden tahmini için çeşitli eşitlikler geliştirilmiştir. Bu eşitlikler özellikle spesifik enerji tahmininde kullanılabilecektir. Şekil 3, 4, 5 ve 6' da kesme deneylerine tabi tutulan kayaçların fiziksel-mekanik özellikleri ile spesifik enerji değerleri arasındaki ilişkiler görülmektedir. Özellikle tek eksenli basınç dayanımı, P dalga hızı, yoğunluk ve Schmidt sertliği değerinin spesifik enerji değerinin tahmininde önemli bir parametre olduğu anlaşılmaktadır. Şekil 4 den de görüleceği üzere P dalga hızı ile spesifik enerji arasında daha anlamlı bir ilişki olduğu görülmektedir. Bu sebeple spesifik enerji tahmin modellerinde P dalga hızının kullanıldığı takdirde daha iyi bir tahmin modeli oluşturulabileceği görülmüştür. Mekanize kazılarda, kazı makinelerinin performansını önceden tahmin etmede kullanılan ve en geçerli metotlardan biri olan spesifik enerji yöntemi gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir. Böylelikle bu çalışmada da verimli ve ucuz bir kazı için ihtiyaç duyulan spesifik enerji değerinin küçük boyutlu doğrusal kazı seti kullanılarak tahmin edilebileceği anlaşılmaktadır.

Bu çalışmada kesme deneyleri yapılmış ve makinenin elektriksel parametreleri enerji

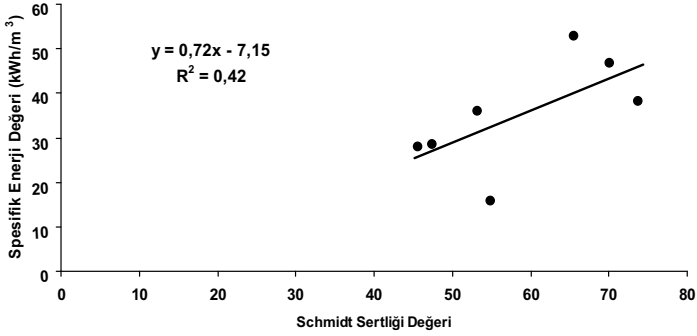
analizörü ile ölçülmüş ve bu veriler kullanılarak spesifik enerji değeri hesaplanmıştır. Benzer çalışmalarda genellikle spesifik enerji değeri mekaniksel yollarla (kesme kuvvetlerinden hareketle hesaplanan spesifik enerji) ile belirlenmiştir. Kazı makinelerinin birçoğunun elektrikli olduğu düşünüldüğünde kazıcı makinenin kazıyı yapmak için harcadığı birim enerji maliyetini hesaplamak içinde spesifik enerjiyi kullanabileceğimiz düşünüldüğünden elektriksel yaklaşım ile spesifik enerji değerini belirlemek daha doğru sonuçlara ulaşılmasını sağlayabilir. Bu düşünce doğrultusunda bu çalışmada elektriksel yaklaşım seçilmiştir. Özellikle elektrik enerjisi ile çalışan kazı makineleri için bir spesifik enerji tahmin modeli oluşturulurken elektriksel yaklaşım kullanılarak spesifik enerji değerini belirleyerek bir tahmin modeli üretmek daha doğru sonuçlar verebilecektir. Spesifik enerjinin laboratuarda belirlenebileceği ve kazı makinelerinin performanslarının ucuz ve kolay bir metotla önceden tahmininin yapılacağı ve bazı kayaç özellikleri kullanılarak da spesifik enerjinin tahmin edilebileceği görülmüştür. Bu deneylerden elde edilen sonuçlarla kazıcı makine seçimi, seçilen makinenin elektrik enerjisi maliyeti, keski seçimi, optimum kesme parametreleri ve performans tahmini amaçlarına yönelik ön bir çalışma için kullanılabilir. Ayrıca mekanize kazılarda kazı yapılacak formasyonun özellikleri bilindiği takdirde kazıcı makine seçiminde daha kolay karar verme durumu ortaya çıkmakta ve tüketilen elektrik enerjisi maliyetinin de önceden tahmin edilebileceği görülmüştür.



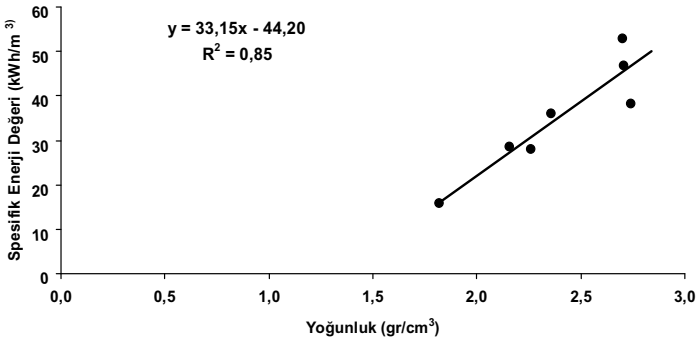
Şekil 3. Kayaçların spesifik enerji değerleri ile basınç dayanımı arasındaki ilişki



Şekil 4. Kayaçların spesifik enerji değerleri ile P dalga hızı arasındaki ilişki



Şekil 5. Kayaçların spesifik enerji değerleri ile Schmidt sertliği değeri arasındaki ilişki



Şekil 6. Kayaçların spesifik enerji değerleri ile yoğunluk arasındaki ilişki

KAYNAKLAR

- Acaroğlu O., Ozdemir L., and Asbury B. 2008. A fuzzy logic model to predict specific energy requirement for TBM performance prediction, *Tunnelling and Underground Space Technology* 23, 600–608.
- Balcı C. ve Bilgin N., 2005. Mekanize Kazı Makinelerinin Seçiminde Küçük ve Tam Boyutlu Kazı Deneylerinin Karşılaştırılması, *itüdergisi/d mühendislik*, 4, 3, 76-86.
- Bilgin N. ve Shahriar, K. 1988. Madenlerde Mekanize Kazı İçin Bir Ölçme Sisteminin Geliştirilmesi ve Amasra Karbonifer Havzasına Uygulanışı, *Türkiye 6. Kömür Kongresi*, 13-29.
- Bilim N., 2007. Çayırhan Yeraltı Kömür Ocağında Kazı Makinalarının Performanslarının Araştırılması ve Kayaç Özellikleri İle İlişkilendirilmesi, *Doktora Tezi*, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya, 270 p.
- Çınar, M.S., 2007. Mermer Kesme Makinelerinde Elektrik Enerjisi Tüketimi Optimizasyonu, (Yüksek Lisans Tezi), Afyon Kocatepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, 111 p.
- Çomaklı, R., 2010. Niğde ve Kayseri Yöresindeki Cevherlerin Makine ile Kazılabilirliklerinin Belirlenmesi, (Yüksek Lisans Tezi), Niğde Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Niğde, 105 p.
- Çopur, H., Tunçdemir, H., Bilgin, N., and Dinçer T., 2001. Specific energy as a criterion for use of rapid excavation system in Turkish mines. *Trans Inst. Min Metal Section*, A;110:A149.
- Çopur H., 2009. Linear stone cutting tests with chisel tools identification of cutting principles and predicting performance of chain saw machines. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.47, No 1, January 2010, Pages 104-120.
- Çopur H, Balcı C., Tumaç D., ve Bilgin, N., 2009. Zincirli kesme makinelerinin performans tahminine yönelik yapılan köşe kesme deneyleri ve yorumu, *Türkiye 2. Maden Makinaları Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, 79-91.
- Fowell R.J. and McFeat-Smith I., 1976. Factors influencing the cutting performance of a selective tunnelling machine. In: *Int. Tunnelling '76 Symp.* London, 1-5 March, pp. 301-318.
- Mc Feat-Smith and Fowell R.J., 1977. Correlation of Rock Properties and the Cutting Performance of Tunnelling Machines, *Proceedings of a Conference on Rock Engineering*, CORE-UK, Conference organized jointly by the British Geotechnical Society and Department of Mining Engineering, The University of Newcastle upon Tyne, pp: 581-602
- Tiryaki B. and Dikmen AC., 2006. Effects of rock properties on specific cutting energy in linear cutting of sandstones by picks. *Rock Mech Rock Engng.*;39(2): 89–120.
- Tiryaki B., 2008. Application of artificial neural networks for predicting the cuttability of rocks by drag tools. *Tunnell Undergr Space Technology*; 23:273–80
- Yılmaz NG, Yurdakul M, and Goktan RM., 2007. Prediction of radial bit cutting force in high-strength rocks using multiple linear regression analysis. *Int J Rock Mech Min Sci* ;44:962–70.

Analysis of tracer diffusion process trough crack surfaces in porous rock by means of X ray CT

A. Sato, M. Kataoka & Y. Obara

Graduate School of Science and Technology, Kumamoto University, Kumamoto, Japan

ABSTRACT: X-ray CT method was applied to evaluate the diffusion process of contaminated materials from the rock matrix part into the crack. In order to visualize the diffusion phenomena, the tracer migration tests have been applied to porous sandstone which contains fractures. It was found that the diffusion phenomenon in the rock sample was clearly visualized by X-ray CT method and the image subtraction was efficient to extract the necessary information. A new parameter, increment of tracer density distribution, was defined and the tracer density distribution of the fluid in the crack and pores were successfully evaluated. The relation between the crack aperture and the tracer density distribution was discussed.

1 INTRODUCTION

Projects, such as geological sequestration of CO₂ or nuclear waste disposal (JNC, 1999), utilizing deep underground space are progressing all over the world. In these projects, the migration contaminated materials in porous rock mass are one of the important factors to evaluate the characteristics of the rock mass as a natural barrier function.

In order access the safety of the disposal site, the leakage of the wasted materials from the disposal site to the biosphere is the crucial factor. Here the migration and diffusion of the wasted materials due to the water flow in the rock mass is thought to be the main reasons, and the evaluation of rock mass as a natural barrier is the important issue in the rock engineering. In the case of crystalline rocks (Saegusa *et al.*, 2007), the material migration is mainly caused by the fluid flow in the crack. In the case of sedimentary rocks (Ota *et al.* 2007), still the water flow through fractures is a serious problem, rock masses are porous in many cases and the delay effect of the contamination materials due to the matrix diffusion is expected (Hatanaka *et al.*, 2004). However, once the contamination materials are fully stored in the porous rock, it has to be also considered the process that the materials diffuse out of the rock mass into the fractured region. Therefore, not only the water flow through fractures but also the processes of the diffusion into and diffusion out of

the rock matrix are inevitable factors of the material migration problem in the sedimentary rocks.

The purpose of this study is to analyze and evaluate the migration process of contamination materials in the rock mass. The characteristic point of this study is that the migration process is visualized and analyzed by X-ray CT method. When the target rock mass is porous rocks such as sedimentary rocks, the contamination materials migrates with diffusion phenomena in the rock mass. In order to simulate the material migration with diffusion phenomena, Kimachi sandstone which has approximately 20% porosity is used as a rock sample. Here two cases of material migrations can be considered. One is the case that firstly the contamination materials flow in the cracks and that the materials diffused into the rock matrix part. This is the process that the rock has been contaminated by the materials (Sato *et al.*, 2010). Another is the case that rock is fully contaminated by the materials at first. In this case, the water is flowing in fractures, and the process that materials diffuse out of the rock matrix into the water in the crack through crack surfaces is simulated. In other words, this is the purifying process of the rock mass. In this study, the later material migration process is visualized by X-ray CT scanner system and analyzed through the X-ray CT image data. In order to visualize the migration process by X-ray CT scanner, high density tracer is used as a contamination material. Generally

speaking, the X-ray CT image is very convenient to confirm the geometry of the sample and the transitional phenomena. However, X-ray CT image contains a lot of noise and false information (Sato *et al.*, 2006). In order to get rid of the unnecessary information and extract the information related to the tracer migration, the image subtraction method is applied to the X-ray CT image data. Moreover, a new parameter, the coefficient of tracer density increment, is defined. This is the parameter which expresses the density of the tracer in the pores and crack from the X-ray CT images, and the migration and diffusion process can be quantitatively evaluated. In this study, the influence of the crack structure towards the material migration process is discussed.

2 X-RAY CT SCANNER SYSTEM

Rock mechanics group of Kumamoto University has been operating industrial use of X-ray CT scanner system (TOSCANNER-20000RE) since 1997 (Figure 1). The maximum X-ray tube voltage is higher than the medical use (300kV/2mA). Therefore, it is suitable for the visualization of higher density materials such as rock samples and it has been applied to several studies related to rock engineering (Sato *et al.*, 2009). Other important factor of X-ray CT scanner is the number the pixels which composes a CT image. Generally an image is consisted by $n \times n$ pixels, and the maximum number is $n=2,048$ in the case of our system. As for the visualization area, two modes such as $\phi=150\text{mm}$ and 400mm can be selected. If the pixel number of $n=2,048$ and visualization area of $\phi=150\text{mm}$ are chosen, the minimum pixel size of 0.073mm is available. However, the value means only the pixel size and different from the definition of the spatial resolution. In order to take one CT image, the scanner has three scan modes such as half, full and

double scan mode. The necessary times for tomography are 3, 5 and 10 minutes respectively. As the scan time becomes longer, the amount of obtained data become larger and the quality of images becomes better. These differences of scan times correspond to the time resolution of the X-ray CT scanner system. In this study, the area of $\phi=150\text{mm}$, pixel size of $n=2,048$ and the full scan mode are selected.

3 EXPERIMENTAL METHODS AND ROCK SAMPLES

3.1 Rock sample

A $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 100\text{mm}$ cubic Kimachi sandstone sample shown in Figure 2 is used for the tracer diffusion test. The mean porosity of the sample is 26%. At first, the shear test is conducted and the one major crack was induced at the center of the sample. Acrylic boards are fixed at the side surface of the sample in order to fix the separated blocks. Other surfaces which do not include cracks are sealed by epoxy resin. The coordinate system and tomography regions are also shown in Figure 2. As this figure shows, x -axis is taken in the direction perpendicular to the major crack surface. Since tomography on the horizontal plane is possible in the case of the X-ray CT scanner used in this study, five planes (Slice 1 to 5) parallel to x - y plane are set as tomography regions.

3.2 Experimental apparatus and procedure of diffusion tests

In order to observed diffusion phenomena through cracks, following case is considered in this study.



Figure1 X-Ray CT scanner operated by Kumamoto University (TOSCANNER-20000RE).

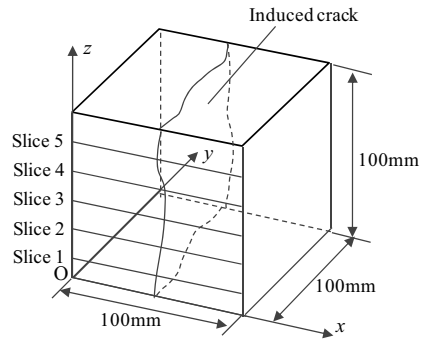


Figure 2 Kimachi sandstone rock sample which contains shear crack and the coordinate system.

The rock mass is fully saturated by tracer initially, and the solute in the rock matrix diffuses into the crack from crack surfaces. This can simulate that the process the waste materials diffuses into water in the cracks and spreads from a contaminated resource.

The tracer/water flow system used in this study is shown in Figure 3. This system is installed in the X-ray CT scanner and the images are taken during diffusion tests. In order to avoid from the X-ray attenuation during diffusion tests, the rock sample is fixed by the acrylic board on the turn table. As shown in Figure 2, the rock sample is located at

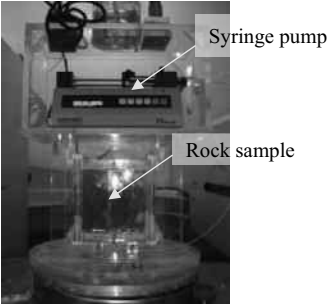
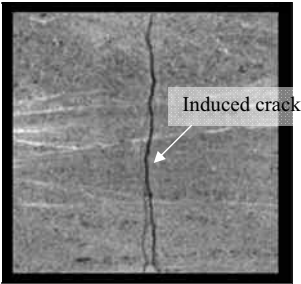
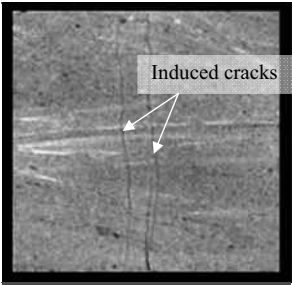


Figure 3 Tracer and water flow system.



(a) Slice 1



(b) Slice 2

Figure 4 X-ray CT images of the rock sample. Rock sample is fully saturated by water.

which the surfaces of induced crack are in the vertical direction. Syringe pump is installed above the rock sample and the water is push into the rock sample under the constant flow condition (2.5ml/h). The tube is fixed at the bottom part of the rock sample and the water is supplied into the crack. Therefore, the water mainly flows into the vertical direction in the crack. In this study, the mixture of Potassium Iodide (KI) solution and a medical contrast agent is applied as a tracer. The X-ray CT scanner is the system to visualize the density distribution, and it is necessary to detect the density change in the rock pores or cracks due to the diffusion phenomena. Therefore, the density of the tracer should be high enough in order to detect the density change by X-ray CT scanner. In this study, the initial density of the tracer is set to be 1,254 kg/m³ which correspond to 30 weight percent.

4 VISUALIZATION OF DIFFUSION PHENOMENA

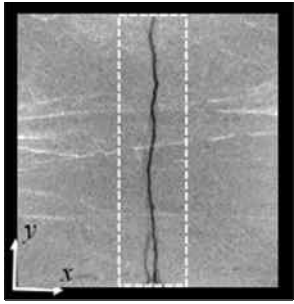
4.1 CT images

Examples of X-ray CT images are shown in Figure 4. These are the images that the rock sample is fully saturated by water. In the X-ray CT images, relatively higher density regions are expressed as brighter region. In Figure 4, cracks are filled with water and its density is lower than the one of rock matrix part. In this case, cracks are expressed dark lines at the center of rock sample, and the geometries of induced cracks and approximate distribution of crack aperture are easily confirmed. Moreover, sedimentary layers of sandstone are also confirmed in the figures.

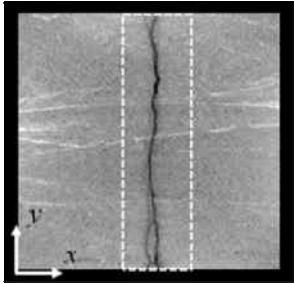
X-ray CT images during the diffusion tests are also show in Figure 5. In this case, the rock sample is fully saturated by the tracer initially and the water is push into the crack. It is confirmed that the region along the crack (inside of dotted line in Figure 5) is getting darker, since the solute in the pores diffuses into the water in the crack and the nominal density becomes lower. As these figures shows, the diffusion phenomena of the tracer in the porous rock can be clearly visualized by the X-ray CT system.

4.2 Extraction of tracer information

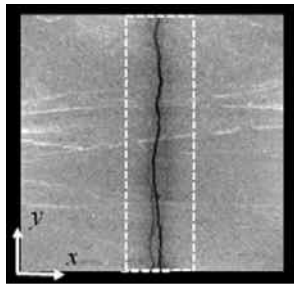
It is proved that the tracer diffusion is visualized by X-ray CT system. However, those images contain not only the information of the density change due to



(a) $t=0$ minutes



(b) $t=186$ minutes



(c) $t=1431$ minutes

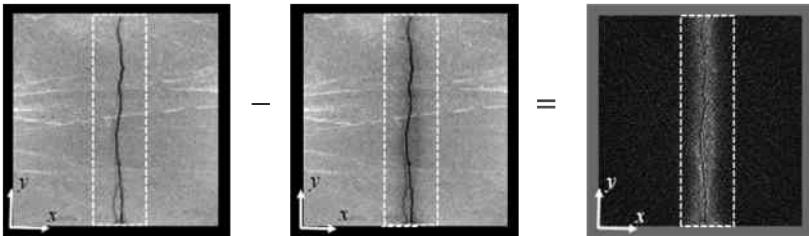
Figure 5 X-ray CT images during tracer diffusion test (Slice1).

the diffusion, but also the various kinds of information such as density distribution of rock matrix itself and noise components. In order to get rid of the extra information except for the density change due to the diffusion, the image subtraction method is known as one of the most efficient method. By applying the method, it is also possible to remove the noise components in the images. So called beam hardening (cupping effect) is also the crucial problem in the X-ray CT image analysis in the study utilizing X-ray CT scanner (Sato *et al.*, 2006). This problem becomes serious in the case the density of the target is higher such as rock sample. The image subtraction method is also effective to the elimination of the beam hardening effect. In this study, the density change due to the diffusion is extracted by applying the image subtraction method to the X-ray CT images.

The procedure of the image subtraction method is as follows. Tomography has been conducted in the initial condition which is the state the rock sample is fully saturated by the tracer. This is called initial image. The subtraction is conducted between this initial image and the images after commencement of diffusion tests. The concept of the method is shown in Figure 6. Examples after applying the image subtraction method are also shown in Figure 7. As these figures show, The region where the density decreased is expressed as brighter region, and the density change information due to the diffusion is clearly extracted. Moreover, heterogeneity of the rock sample and beam hardening effect are eliminated in both cases.

4.3 Distribution of CT value increment

In order to identify the regions where the tracer diffuses, CT values of pixels are stacked and the



(a) Images during tracer tests (b) Images during tracer tests (c) Image after subtraction

Figure 6 Concept of the image subtraction method

projection of CT values change are evaluated by stacking CT data in the y -axis direction. The distributions of CT value increment ΔCT along the x -axis are shown in Figure 8. As these figures show, the region where the tracer has been diffused during the tests is identified within 20mm on the both side of the crack surfaces. Therefore, the region is defined as analytical region in this study.

As stated above, the crack direction is almost parallel to the y -axis. Here simple moving averaging of 41 pixels along the y -axis is conducted and then the values are projected on to the y -axis. The distributions of CT value increment along the crack direction (y -axis direction) are shown in Figure 9. As these figures show, the increment of CT values is increasing with time.

5 ANALYSIS OF DIFFUSION PROCESS

5.1 Definition of tracer density increment

In order to evaluate the tracer density distribution from the CT images after image subtraction, the coefficient of tracer density increment has been defined. In this study, this idea is expanded to the evaluation of tracer density both in the crack and pores. The CT value increment during tracer test from the initial condition is denoted by ΔC_l , and the CT value increment between water and air is denoted by ΔC_{water} . Firstly, let us focus on the CT value projection in the crack part. When the crack aperture is denoted by w , the projection p is given by

$$p = \Delta C_l \cdot w = \alpha \cdot \Delta C_{water} \cdot w \quad (1)$$

where α is a constant of proportion between CT value increments obtained by different conditions, and this is defined as the coefficient of tracer density increment. If we focus on the CT value projection in the rock matrix part including pores, the projection p is also given by

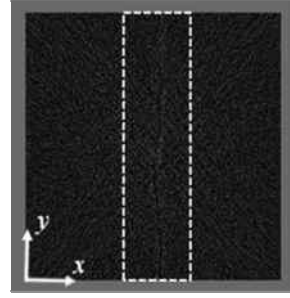
$$p = \Delta C_l \cdot \phi = \alpha \cdot \Delta C_{water} \cdot \phi \quad (2)$$

From the projection in the both crack part and rock matrix part, the coefficient of tracer density increment in both cases are given in the same form as

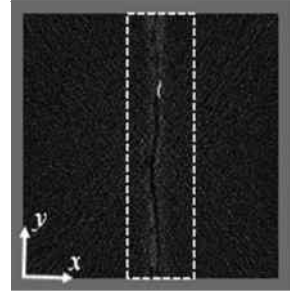
$$\alpha = \frac{\Delta C_l}{\Delta C_w} \quad (3)$$

In this study, the coefficient α given by (3) is defined as the coefficient of tracer density increment.

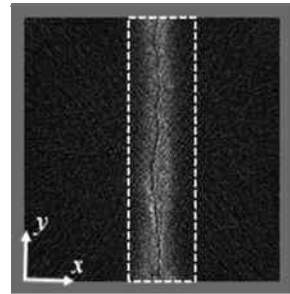
This α is expressed as the ratio of the CT value increment during tracer test from the initial condition against the CT value difference between water and air. Since the CT values are proportional to the density, coefficient α represents the density ratio between tracer and water.



(a) $t=0$ minutes



(b) $t=186$ minutes



(c) $t=1431$ minutes

Figure 7 Images after applying image subtraction method (Slice1).

5.2 Relation between rock structure and tracer diffusion

The coefficients of tracer density increment in the rock matrix are evaluated from the CT value distribution on each tomography region obtained by diffusion tests. The initially the rock sample is fully saturated by tracer and the tracer diffuses out of rock matrix part from the crack surfaces during the test. Therefore, the density change from the fully saturated condition is analyzed. Here, the deference of the coefficient from the initial value is evaluated. The distributions of $\Delta\alpha$ are shown in graphs (c) of Figure 10 to Figure 12. In this case also, the moving averaging in the y -axis direction is conducted and the value $\Delta\alpha$ of each pixel is projected on the y -axis. For the comparison, X-ray CT images of the analytical regions which include cracks, crack aperture distributions are also shown in Figure 10 to Figure 12.

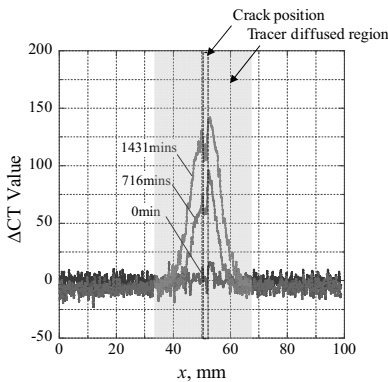


Figure 8 Distribution of ΔCT along x -axis. The increment of CT values due to the diffusion is confirmed around the crack.

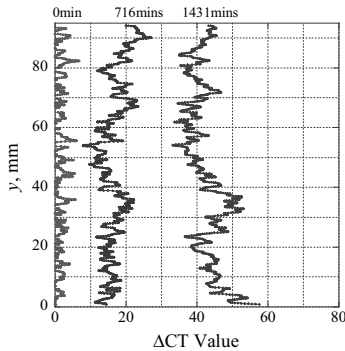


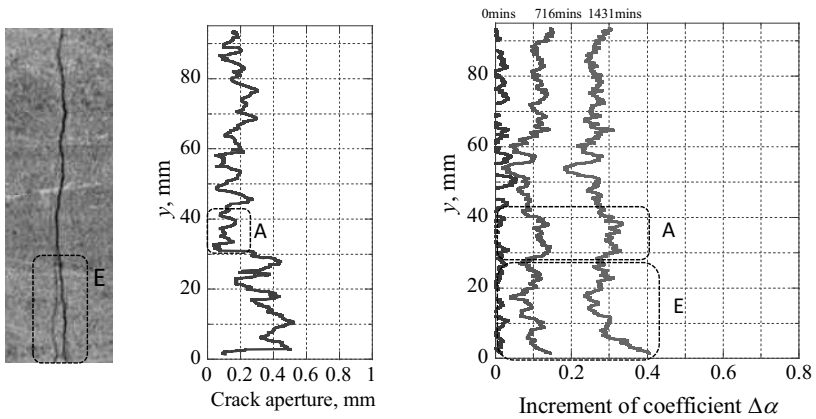
Figure 9 Distribution of ΔCT values along the crack

The relation between the crack aperture distribution and the distribution of tracer which diffuses out of the rock matrix part is discussed. Generally the value of $\Delta\alpha$ becomes larger at the region where the crack aperture is relatively small. The Slice 5 (Figure 12) is an example that the crack aperture distribution is small all over the tomography region, the $\Delta\alpha$ take relatively larger values. Let us discuss this tendency in the local regions, such as region A in Figure 10 and region B in Figure 11. In these regions, crack aperture is relatively small in each tomography region and the value of $\Delta\alpha$ takes relatively larger values. On the other hand, in some region where crack aperture is relatively larger, such as region C in Figure 11, the value of $\Delta\alpha$ takes relatively small values. This is because that the flow velocity in the crack will be faster at the region of small crack apertures, and the diffused tracer is smoothly flown out of the tomography region. Therefore, the density gradient between the water in the crack and the rock matrix is always larger and much tracer is diffused out of the matrix.

At the region where the sub-crack exists, such as region D in Figure 11, the value $\Delta\alpha$ also tends to take relatively larger values at the region. However, in the region E in Figure 10 in which also contains sub cracks, the value $\Delta\alpha$ is not so larger. The amount of migrated material is influenced how much cracks contribute to the fluid flow.

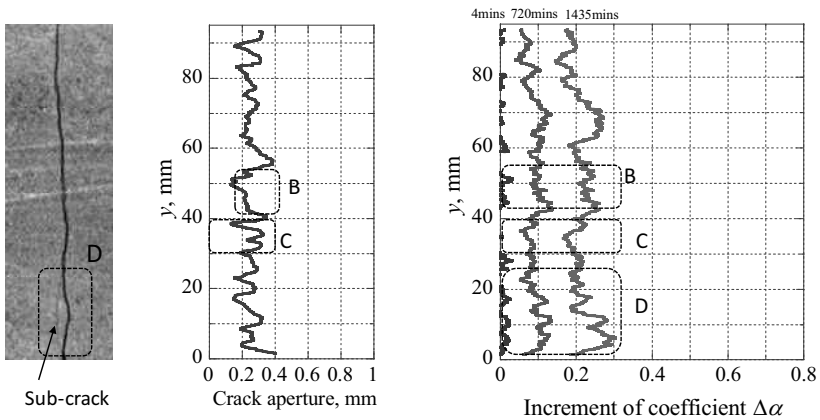
5.3 The change of α with time

The change of the mean value of α with time on each slice is shown in Figure 13. This is the mean value of α in the analytical region and it represents the mean density of tracer which exists in the pores of rock sample. The significant differences depend on the distance from the inlet surface, that is the slice number, are not observed. In this case, the mean density gradient between the water in the crack and the tracer in the pores at the initial condition should be almost same at each slice. Then the tracer diffuses almost simultaneously from the crack surfaces. That is, once the fractured rock mass is fully contaminated by some materials, the solute in stored in the pores gradually and equally diffuses out of rock mass.



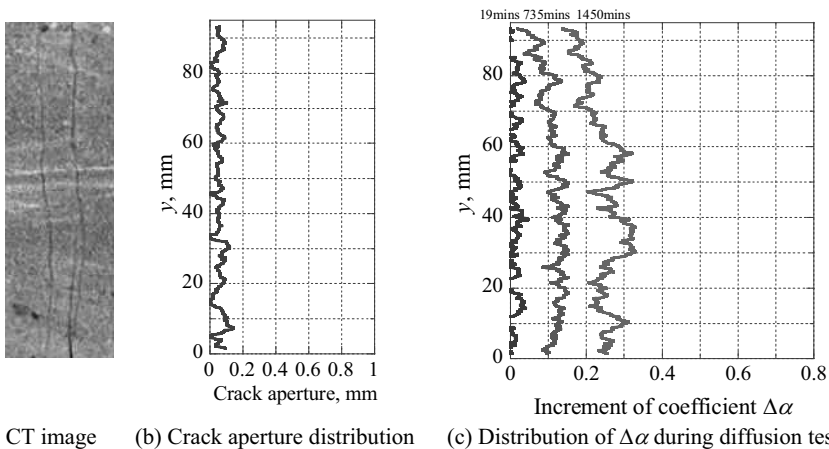
(a) CT image (b) Crack aperture distribution (c) Distribution of $\Delta\alpha$ during diffusion test

Figure 10 Distribution of the coefficient of tracer density increment in the rock matrix part (Slice 1)



(a) CT image (b) Crack aperture distribution (c) Distribution of $\Delta\alpha$ during diffusion test

Figure 11 Distribution of the coefficient of tracer density increment in the rock matrix part (Slice 2)



(a) CT image (b) Crack aperture distribution (c) Distribution of $\Delta\alpha$ during diffusion test

Figure 12 Distribution of the coefficient of tracer density increment in the rock matrix part (Slice 5)

5 CONCLUSIONS

In order access the safety of the disposal site, the leakage of the wasted materials from the disposal site to the biosphere is the crucial factor in the projects. Here the migration and diffusion of the wasted materials due to the water flow in the rock mass is visualized and analyzed by X-ray CT method.

The important point of this study is that the diffusion phenomena in the rock mass were clearly visualized by the X-ray CT scanner. A parameter, the increment of tracer density distribution, is defined and the tracer density distribution was evaluated from X-ray CT image data. It was found that the tracer diffuses faster at the region where the crack aperture is small. This is because of the flow velocity is thought to be faster since this test was conducted under constant flow condition. The existence of sub-cracks is also important, however, it depends on how sub-cracks contribute to the fluid flow. The total amount of diffused tracer at each slice was almost same. It means that the solute in stored in the pores gradually and equally diffuses out of rock mass.

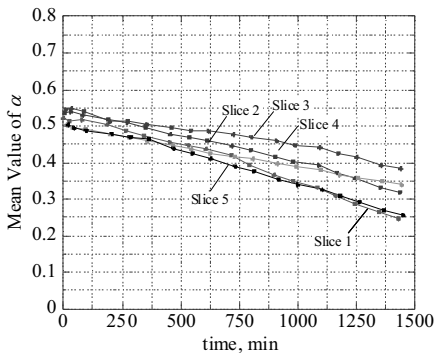


Figure 13 Change of the mean value of α with time on each slice.

REFERENCES

- Hatanaka,K., Uchida,M., Shimo,M. Yamamoto,H. and Kumamoto,S., 2004, Laboratory experiment on the hydraulic and transport properties of fractured soft sedimentary rocks, Proc. of the 33rd Annual Symposium on Rock Mechanics, 313-318.
- JNC, 2000, Project to establish the scientific and technical basis for HLW disposal in Japan, JNC Technical Report, JNC (Japan Nuclear Cycle Development Institute) TN1410 2000-001.
- Ota,K. *et al.* 2007, Horonobe underground research laboratory project synthesis of shase I investigations 2001 – 2005, JAEA-Research, Paper No.44.
- Saegusa,H. *et al.* 2007, Final report on the surface-based investigation (phase I) at the Mizunami underground laboratory project, JAEA-Research, Paper No.43.
- Sato,A., Fukahori,D., Takebe,A., Sawada,A. and Sugawara,K., 2006, Analysis of Open Crack in Rock by X-ray CT, Proceedings of 2006 GeoCongress, Sensing Methods and Devices, Application of X-ray Computed Tomography.
- Sato,A., Arimizu,T. Tanaka,K. and Shiote,T., 2009, Analysis of the migration and storage phenomena of CO₂ in the porous media by means of X-ray CT, Journal of MMIJ, No.125, Vol.8, 437-444.
- Sato,A., Yonemura, H. and Sasa,K., 2010, Analysis of advection and diffusion phenomena in cracks and into rock matrix parts of porous rock by X rays CT method, Journal of MMIJ, No.126, 647-653.
- Yonemura,H and Sato,A., 2008, Visualization of advection-diffusion phenomena in the crack and the matrix inside by means of X-ray CT, 12th Japan Symposium on Rock Mechanics, Paper No.7(CD-ROM).

Traverten plakalarının Pandül Yöntemi ile kayma potansiyellerinin değerlendirilmesi

Evaluation of slip potentials on travertine plaques with Pendulum Method

G. Coşkun

Cumhuriyet Üni., Sivas Meslek Yüksekokulu, Sivas

A. Sarıışık

AKÜ, Mühendislik Fak. Maden Müh. Bölümü, Afyonkarahisar

H. Akdaş

ESOGÜ, Mühendislik Mim. Fak., Maden Müh. Böl., Eskişehir

G. Sarıışık

AKÜ, İncehisar Meslek Yüksekokulu, İncehisar/Afyonkarahisar

ÖZET: Bu çalışma, dört farklı yüzey işleme (cılalı, honlu, eskitmeli, patinatolu) tekniğine tabi tutulmuş olan beş farklı tür travertenlerin kayma direncinin belirlenmesi ve kayma potansiyelinin sınıflandırılmasını içermektedir. Hem kuru hem de ıslak yüzeyli travertenlerin kayma direncinin belirlenmesinde TS EN 14231 “Pandül Deney Donanımıyla Kayma Direncinin Tayini” standardı esas alınmıştır. Ayrıca, bu beş farklı tür travertenlerin bazı fiziko-mekanik özellikleri ile sürtünme katsayısı arasındaki ilişkiler istatistiksel anlamda değerlendirilmiştir. Travertenler, yüzey işleme tekniğine bağlı olarak, ıslak ortamda kayma riskinin geniş aralıklarda değişkenlik gösterdiği ve kayma potansiyeli sınıflandırmasında ağırlıklı olarak, “yüksek” ve “çok yüksek” gruplarda yer almaktadır. Kuru ortamda ise, kayma potansiyeli sınıflandırmasında travertenlerin ağırlıklı olarak “orta” ve “düşük” sınıflarda yer aldığı tespit edilmiştir.

ABSTRACT: This study deals with the determining of slip resistance and classification of slip potential for five different travertine plaques which were applied four different surface processes (polishing, honing, tumbled, patinato). TS EN 14231 Standard “Determination of Slip Resistance with Pendulum Friction Test Equipment” was basically utilized in determining the slip resistances of travertine plaques with wet and dry surfaces. Also, the relations between coefficient of friction and some physical-mechanical properties of travertine have been statistically correlated. By depending on the applied surface processing technique on travertine plaques, slip resistance values widely change, in classification of slip potential, travertines are mostly placed in “high” and “very high” class in wet environment. Travertines with dry surfaces are generally located in “medium” and “low” class.

1 GİRİŞ

Doğal yapı taşları zemin kaplama malzemesi olarak yaygın kullanım alanına sahiptir. Doğal taşların zemin kaplama malzemesi olarak kullanımında, dikkat edilecek özelliklerinden en önemlilerinden biri de kayma direncidir (Grönqvist 1995, Rowland vd. 1996, Kim 1996 Chang 1999, Manning vd. 1998). Kayma vakaları, deneyi yapan kişi, deney ortamı, kirleticiler (su, yağ, donma, toz) gibi çevresel faktörler, yetersiz zaman, sıcaklık ve aydınlatma, ayakkabı ve yürünülen zeminin

özellikleri dahil bir ya da birden fazla sebepten kaynaklanır (Kim 2001). Tüm bu unsurlar, sürtünme kuvvetinin (ya da yüzey kayma direncinin) kaymayı önlemeye yeterli olup olmadığına karar vermek için birleştirilebilir.

Doğal taş plakalarında kayganlık, yüzey ve yüzeyle etkileşen nesnenin çekme ya da sürtünmesinden oluşan etki olarak tanımlanabilir. Adams’a göre (1997) yayaların yürürken, kayma kazalarının artmasıyla kaymayı önleme çalışmalarının önemi belirgin olarak artmıştır. Kayma direnci, ayakkabı tabanı ile zemin kaplama

malzemesi yüzeyinin etkileşiminden kaynaklanmaktadır. Bunun için insanların (yayaların) ayakkabı ile emniyetli hareket edebilmesi için, zemin kaplama malzemesi olarak kullanılacak doğal taş plakalarının ıslak ve kuru zeminlerde de kayma emniyetinin belirlenmesi gerekmektedir.

Doğal taş plakaların kayma emniyetinin belirlenmesi için yüzeyleri işlenmiş doğal taş plakalarının kayma açısının laboratuvar ortamında test edilmesi gerekli hale gelmektedir. Literatürde kayma direncinin belirlenmesinde birçok farklı test cihazı kullanılmaktadır (Grönqvist vd. 1999, Leclercq 1999, Sarıışık vd. 2007, Sarıışık 2009).

Doğal taşlar üzerinde iki temel amaç ile yüzey işleme teknikleri uygulanmaktadır. Birincisi cazibesini, albenisini, estetiğini ya da genel görünümünü geliştirmektir. İkinci amaç ise, yayaların kaymalardan kaynaklanan kazaların riskini azaltmak için yapılmaktadır. Doğal taşlara yüzey işleme tekniği uygulanmasıyla, kullanım yeri, parlaklık, cila alma ve kaymazlık özellikleri doğrudan etkilenmektedir (Sarıışık vd. 2003, Sarıışık 2009, Sarıışık vd. 2010).

Ayakkabı ile kayma güvenliliğinin analiz edildiği ortamlar özellikle, nem ile sıklıkla etkileşen iç mekânlar (alışveriş merkezleri, yemek alanları, otel giriş salonları, ortak soyunma odaları, iç mekân basamakları, banyo, depo, çamaşırhane) ve dış mekânlar (yürüyüş yolları, yüzme havuzu çevresi, dış mekan basamakları ve eğimli alanlar) kayma ihtimali yüksek ortamlardır. Bu mekânlarda sabun artıkları, mutfak yağları ve gıda maddesi gibi diğer kirleticilerle temas halinde olduğu ve kullanıldığı için kayma riski yüksek olmaktadır.

Bu araştırmada, inşaat sektöründe, özellikle ıslak ve nemli ortamlarda kullanılan sedimanter kayaç grubundan 5 farklı traverten türü seçilmiştir. Ayakkabı ile yürünen yerlerde kullanılan zemin kaplamalarının kaymayı önleyici özelliklerinin belirlenmesi ve değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

Traverten ile zemin kaplamalarının kaymayı önleme özelliğinin belirlenmesi için TS EN 14231 "Pandül Deneysel Donanımıyla Kayma Direncinin Tayini" standartları esas alınmıştır. Belirlenen standartlara uygun olarak yapılan testlerde 30.5x30.5x1.0 cm boyutlarında traverten plakalar kullanılmıştır. Cilalı, honlu, eskitme ve patinato yüzeylere sahip bu plakalar için kayma dirençleri belirlenmiştir. Ayrıca travertenlerin fiziksel ve mekaniksel özellikleri belirlenerek, bunların kayma direncine ya da sürtünme katsayısına etkileri incelenmiştir. Fiziksel – Mekaniksel özelliklerden, toplam gözeneklilik, su emme, termal şok, nem tayini, knoop sertliği, tek eksenli

basınç dayanımı, don sonrası basınç dayanımı, aşınma dayanımı ve ses hızının kayma direnci ile olan bağlantısı belirlenmiştir.

2. MATERYAL VE METOT

2.1. Materyal

Kayma sonucu oluşan kazaları, en aza indirmek amacıyla, kaplama malzemesi olarak kullanılan travertenlerin özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu özelliklere göre, traverten grubu doğal taşların en etkin kullanımı ve seçimi gereklidir. Deneylerde kullanılan travertenlerin ticari ismi, kodu, plaka boyutu ve yüzey işleme özellikleri Çizelge 1'de verilmektedir.

Çizelge 1. Deneyde kullanılan travertenler ve kodlanması.

Ticari İsim	Numune Kodu	Yüzey İşleme Metodu	Plaka Boyutu (cm)
Şahin Kardeşler Noçe	T1	Cilalı (Y1)	30,5 × 30,5 ×1,0
KM Silver	T2	Honlu (Y2)	
Balmahmut Light	T3	Eskitme(Y3) Patinato(Y4)	
Demmer Noçe	T4		
Sarı Traverten	T5		

2.2 Metot

1950 sonlarında, kayma direnci ile ilgili geliştirilen farklı araç ve cihazlar bulunmaktadır. Bu araç ve cihazlar pürüzsüz yüzey ya da kayma direnci, dinamik veya statik sürtünme katsayısının ölçümleri için geliştirilmiştir. Uygulamalar için doğru testi seçmek önemlidir. Bu kaymazlık testleri için geliştirmiş; sürtünme ölçüm metresi, yatay dinamometre, james machine, pandül testi ve eğik düzlem test cihazları bulunmaktadır (Grönqvist vd. 1999, Leclercq 1999, Sarıışık vd. 2007, Sarıışık 2009).

2.2.1 Pandül test cihazı

Doğal taşlarda sürtünme kuvvetinin belirlenmesi için Afyon Kocatepe Üniversitesi (AKÜ), Maden Mühendisliği Laboratuvarında bulunan pandül cihazı (WESSEX, S885 Model) kullanılmıştır. Bu cihaz, kaydırıcı ve deney yüzeyi arasındaki sürtünmeyi ölçmek ve kayma direncine ait standart bir değer tayin etmek üzere kullanılmaktadır (Şek. 1). Ayakkabı altlığını temsilen 4S lastik pençe ile kayma direncinin belirlenmesi için bu cihaz ile deneyler yapılmıştır.



Şekil 1. Pandül deney cihazı.

Test aşamasında; deney numuneleri, mamulün tamamı veya birimin üst yüzeyini ihtiva edecek özellikte kesilmiş bir parçası olmalıdır. Her bir numune, 136 x 86 mm bir deney alanı sağlamalıdır. Bu çalışmada deney numunelerinin nihai ürünü olan 30.5x30.5x1.0 cm plaka boyutu kullanılmıştır. Bu alan, C skalası üzerinde okumaların yapılacağı, 126 mm'lik kayma uzunluğunda ve 76 mm genişliğinde bir kaydırıcının kullanımıyla deneye tâbi tutulmalıdır (Sarıışık vd. 2011). Sürtünme deney donanımı, kaydırıcı ve numuneler, deneyin başlamasından en az 2 saat önce (20 ± 5)° C'lık oda sıcaklığında laboratuvar ölçümleri için muhafaza edilir. Numunenin büyüklüğüne göre uygun kaydırıcı ve deney skalası seçilmelidir.

Çalışma yerlerinin zeminlerinde yapılacak ölçümlerde, deney için belirlenmiş yüzeylerde bulunan ince taneler fırça ile temizlenir ve suyla yıkanarak uzaklaştırılır. Yüzeyin sıcaklığı 5 °C ilâ 40 °C aralığının dışında ise, deney yapılmamalıdır. Sürtünme deney cihazı, sert, düz bir yüzey üzerine yerleştirilir. Destek kolunu düşey olacak şekilde seviye ayar vidalarıyla ayarlanır. Sonra, pandül kolunun serbestçe salınım yapması için pandülün askı eksenini yükseltilir. Pandül kolu ve ibre, sağ yatay konumdan bırakıldığında deney skalasında sıfır işaretinde duracak şekilde ibre mekanizmasındaki sürtünme ayarlanır. Deney numunesi, uzun tarafı pandül hattında olacak ve lâstik kaydırıcıya ve pandül süspansiyon eksenine göre merkezde bulunacak şekilde sıkı biçimde yerleştirilerek, lâstik kaydırıcı ve pandül askı eksenine göre merkezlenir. Kaydırıcı hattının, kayma mesafesi boyunca numunenin uzun eksenine paralel olması sağlanır. Belirli kayma uzunluğunda ve lâstik kaydırıcının tüm genişliği boyunca temas ettiği numunenin üzerinden geçen

pandül kolunun yüksekliği ayarlanır (Sarıışık vd. 2011).

Pandül test değeri (PTV) aşağıdaki formül kullanılarak sürtünme katsayısına (Cof) çevrilebilmektedir.

$$\mu = \left[\frac{110}{PTV} - \frac{1}{3} \right]^{-1}$$

Bu formül kullanılarak doğal taşlar üzerinde kuru ve ıslak ortamda yapılan pandül deney verilerinin, sürtünme katsayısı (Cof) değerleri bulunmaktadır.

Kuru şartlarda deney işlemi:

Çizelge 1'de özellikleri verilen numuneler, laboratuvar ölçümleri için deneyin yapılmasından önce (105 ± 5) °C sıcaklıkta kurutulur. Pandül cihazında ibre başlangıç konumuna getirilir. Yüzeye yapılan işlemler cihazın serbest bırakma düğmesine bastırılarak pandül kolunun serbest olarak hareketi sağlanır ve kaydırıcının deney yüzeyine yeniden temas etmesinden önce geri dönüş hareketinde tutulur. Skalada okunan değer kaydedilir. Hazırlanmış mekanizmayla kaydırıcı ve yüzeyin temasını sağlayacak şekilde, kol ve ibre yeniden başlangıç konumuna getirilir. Aralarında üç birimden daha fazla bir farkın olmadığı art arda beş okuma (C skalası üzerinde) alınacak şekilde aynı işlemler tekrar edilir. F skalası kullanılırsa, art arda yapılan beş okuma arasında 0.03'ten daha fazla fark olmamalıdır. Laboratuvar ölçümleri için numune, 180° döndürüldükten sonra yeniden yerleştirilir toplamda 6 pozisyonda ölçüm yapılır. Bütün işlemler kontrol edilerek tekrarlanır (Sarıışık vd. 2011).

Yaş şartlarda deney işlemi:

Bu deneylerde numuneler, laboratuvar ölçümleri için deneyin yapılmasından önce (20 ± 5) °C sıcaklıktaki su içerisinde en az 2 saat süreyle bekletilir. Pandülün her kaymasından önce deney yüzeyi ve kaydırıcı, (20 ± 5) °C sıcaklıktaki damıtık veya deiyonize su ile devamlı olarak ıslatılır. Yüzey üzerinde hareket eden deney cihazının başlığı yukarı kaldırılır ve sıfır hata için serbest kayma kontrol edilir. Laboratuvar ölçümleri için numune, 180° döndürüldükten sonra yeniden yerleştirilir toplamda 6 pozisyonda ölçüm yapılır. Bütün işlemler tekrar kontrol edilerek tekrarlanır (Sarıışık vd. 2011).

Her bir numune veya her bir deney alanı için kuru ve yaş şartlarının her ikisinden ve zıt doğrultularda ölçülmüş beşli grup halindeki okuma değerlerinin ortalaması hesaplanır. Hesaplamaları yapılan pandül değerleri kayma direncine göre (Çizelge 2) ve kayma potansiyeline göre sınıflandırılır (Çizelge 3).

Çizelge 2. Kayma Direncinin Sınıflandırılması.

Pandül Değeri	Kayma Direnci
0-24	Tehlikeli
24-34	Sınırlı
35-64	Yeterli
>65	Çok İyi

Çizelge 3. Kayma potansiyelinin sınıflandırması (TS EN 14321, 2004, Bowman, 2004).

Sınıf	Pandül değeri	Kayma potansiyeli	Uygulama alanları
V	>54	Çok düşük	Dış mekân eğimli alanlar
W	45-54	Düşük	Dış mekân yürüyüş yolları, Yüzme havuzu çevresi, Dış mekân basamaklar
X	35-44	Orta	Alışveriş merkezleri, yemek alanları, otel giriş salonları, ortak soyunma odaları, İç mekân basamaklar
Y	25-34	Yüksek	Banyo, depo, çamaşırhane
Z	<24	Çok yüksek	Alışveriş merkezleri

2.2.2 Yüzey İşleme Yöntemleri

Ayakbaki ile gezilen zemin kaplamalarında yoğun olarak kullanılan travertenler, en çok kullanılan yüzey işleme tekniklerinden cilalama, honlama, eskitme ve patinato yapılarak hazırlanmıştır.

Cilalama:

Cilalama işlemi temelde kontrollü bir aşındırma işlemidir. Cilalama işleminde, silim-cila hattında bulunan makineler kullanılır. Traverten silim hattında, aşındırıcılar ile traverten yüzeyinde kesim esnasında oluşan çizikler veya parçacıkların uzaklaştırılması ile yüzeyin pürüzsüz bir hale getirilme işlemi yapılmaktadır (Şentürk vd. 1996, Engin 2007).

Honlama:

Honlama işlemi, yüzeyde tane boyutu küçük olan (30–320 grit) abrasif kullanılarak yapılır. Honlama işlemi için istenilen matlık talebine göre 220, 320 abrasifle silim yapılır ve ardından 1 kafa honlama keçesi ile abrasif izleri silinir. Honlama işlemi sonucunda düz, cilalıya göre pürüzlü ve daha mat bir yüzey elde edilir. Yüzey cilasız olduğu için kaymayı önleyici ve daha emniyetli bir yürüyüş imkânı elde edilmektedir.

Eskitme:

Doğal taşlarda eskitilmiş yüzey, doğal taş yüzeylerinin aşındırıcılar ile uzun sürede işlenme sonucu elde edilmektedir. Doğal taşlar, su ve aşındırıcı parçacıklarla beraber eskitme teknesinin içine konulur. Makinenin değişik mekanik hareketleri sonucunda aşındırıcı sulu karışımla birlikte ve hareketli ortamda karışarak aşınır. Doğal taş parçaları titreşim, salınım, çalkalama hareketleri yapan teknenin içinde değişik formlarda aşındırıcı, kimyasal veya metal malzemelerle birlikte işleme tabi tutulur. Eskitme işleminde, kenar ve köşelerde daha fazla aşınma olmaktadır (Engin 2007).

Patinato (Fırçalama):

Çeşitli kalınlıkta çelik telden oluşan fırçalar taşın yüzeyine dairesel hareketlerle otomatik silim hattında olduğu gibi sırayla sürtülür. Bu esnada yüzeydeki yumuşak bölgelerden bir miktar talaş malzeme kaldırılır. Sonuçta taşın yüzey ve kenarlarında pürüzlü ve engebeli bir yüzey oluşarak taş eskimiş bir görüntüye kavuşturulmuş olur. Bu tip yüzeye sahip olan taşlara "fırçalama" adı verilmektedir. Bu yöntemle taş çok yumuşak ve doğal bir görünüm kazanır, bu yüzden fırçalama oldukça talep gören bir yöntemdir. Kullanılan aşındırıcıya da bağlı olarak oldukça düşük düzeyde pürüzlülük, düzgün olmayan ama gözle görülebilir bir parlaklık ve özellikle büyük plakalarda fark edilen belirgin yüzey ayrıntıları göze çarpan özelliklerdendir (Kulaksız 2007).

2.2.3 Fiziksel ve mekanik özellikler

Bu çalışmada örnek olarak inşaat sektöründe kullanılan traverten plakaları seçilmiştir. Traverten plakalarından 5 farklı örnek test edilmiştir. Traverten örneklerinin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi için ayrı ölçülerde ve adetlerde hazırlanmış olan örnekler deneylerin yapılacağı AKÜ Doğal taş analiz laboratuvarında standartlara uygun bir şekilde traverten plakalarının fiziko-mekanik özellikleri bulunmuş ve Çizelge 4'te verilmiştir.

Çizelge 4. Travertenlerin fiziksel ve mekanik özellikleri.

Deney Adı	T1	T2	T3	T4	T5
TG	6.39	8.97	9.47	8.54	9.91
SE	0.87	1.26	0.75	0.84	1.21
KS	170.77	132.17	138.10	171.45	137.35
TBD	71.04	37.42	49.56	40.97	39.40
DBD	39.11	30.17	48.93	38.44	32.70
AD	19.78	32.76	21.91	18.93	24.18
SH	5.05	3.67	3.69	4.47	4.05

TG:Toplam gözeneklilik (%), SE: Su emme (%), KS:Knoop Sertliği, TBD:Basınç Dayanımı (MPa), DBD:Don Sonrası Basınç Dayanımı (MPa), AD:Aşınma Dayanımı (Mm), SH:Ses Hızı(m/s)

3 DENEYLER VE VERİLERİN ANALİZLERİ

3.1 Traverten plakaların Pandül Yöntemi ile kuru ve ıslak ortamında kayma direnci analizleri

Deneyde kullanılan cilalı, honlu, eskitme ve patinato traverten plakaların zemin kaplamalarında çoğunlukla tercih edilen 30.5x30.5x1.0 cm plaka boyutlarındaki, 5 farklı traverten, 4 farklı yüzey işleme metodu, 2 adet numune, 6 pozisyon, 2 farklı yüzey (kuru ve ıslak) üzerinde deneyler yapılmıştır. Beşer adet alınan kayma direnci değerleri istatistiksel olarak analiz edilmiştir.

Yüzey işlemlerine göre yapılan analizler için tek yönlü varyans analizi (One-Way Anova) ve genel tek değişkenli model kullanılmıştır. Değişkenlerin aralarındaki farklılaşmaların anlamlılığı en küçük anlamlı fark (LSD) testi ile araştırılmış ve istatistikleri hesaplanarak parametreler arasındaki doğrusal ilişki ortaya konmuştur. Yüzey işlemlerine göre yapılan kayma direnci istatistiksel analizleri sonucunda, kuru ve ıslak ortamda tüm yüzeyler arasında anlamlı düzeyde bir farklılık olduğu görülmüştür (Çizelge 5). Şekil 2'de ise deneylerden elde edilen kayma direnci değerlerinin hem kuru ve ıslak hem de yüzey özelliklerine göre karşılaştırılmalı olarak değişimini görmek mümkündür.

Şekil 2 incelendiğinde, kuru ortamda, cilalanmış yüzeylerin (Y1) kayma direnci değerleri düşük iken honlu (Y2) yüzeylerin kayma direnci değerleri yüksektir. Cilalı yüzeyler için T3 örneği 30 ortalama ile en düşük değeri vermektedir.

Honlu yüzeylerde ise, T1 örneği 52 ortalama ile en yüksek kayma direnci ve T3 örneği 33 ortalama ile en düşük kayma direnci değerini almaktadır.

Eskitilmiş (Y3) yüzeylerde ise T4 örneği 39 ortalama ile en düşük değeri alırken, T5 örneği 56 ortalama ile en yüksek kayma direncine sahip olmaktadır. Kuru ortamda, eskitilmiş yüzeyli travertenler, yüksek kayma direncine sahip olduğu için yer kaplamalarında rahatlıkla tercih edilebilir. Kuru ortamda, patinatolu (Y4) yüzeylerin kayma direnci değerleri cilalı yüzeylere göre daha yüksektir. Patinatolu yüzeylerde T2 örneği 53 ortalama ile en yüksek kayma direnci değerini vermiştir.

Islak ortamda cilalı, honlu ve patinatolu yüzeyler için kayma direnci değerleri çarpıcı bir şekilde azalırken, beklenildiği gibi eskitilmiş yüzeylerde T5 örneği 48 ortalama ile en yüksek değeri almıştır. Honlu yüzeylerde ise T1 ve T3 örneği 14 ortalama ile en düşük değeri vermiştir. Patinato yüzeylide ise, T5 traverten örneği 36 ortalama ile en yüksek değeri vermiştir.

Genel olarak bakıldığında cilalı, honlu, eskitilmiş ve patinatolu yüzeylere sahip traverten plakalarının kuru ortamdaki kayma direnci değerleri, ıslak ortamdaki değerlere göre daha yüksek olduğu görülmektedir. Traverten örneklerinde yüzey işlemlerine göre kuru ortamda 30-56 arasında kayma direnci değerleri alırken, ıslak ortamda ise 6-48 arasında kayma direnci değerleri almıştır.

Pandül yöntemleri ile kuru ortamda kayma direnci değerlerinin, küçükten büyüğe doğru olmak üzere yüzey işleme özelliği açısından cilalı<patinato<honlu<eskitleme sıralaması elde edilirken, ıslak ortamda da aynı sıralama yapılan analizler sonucunda elde edilmiştir. Bu deney sonuçlarına göre kuru ve ıslak ortamda, cilalı, honlu ve patinatolu yüzeyli traverten plakalarının kayma riski yüksek olduğu için zemin kaplama ve kullanım yeri seçiminde dikkat edilmelidir. Kuru ve ıslak ortamda, cilalı, patinatolu ve honlu yüzeyli tüm traverten plakaları düşük kayma direncine sahip olduğu için seçiminde ve kullanılmasında ve çok dikkat ve özen gösterilmelidir.

3.2 Fiziksel ve mekanik özelliklerin kayma direncine etkisi

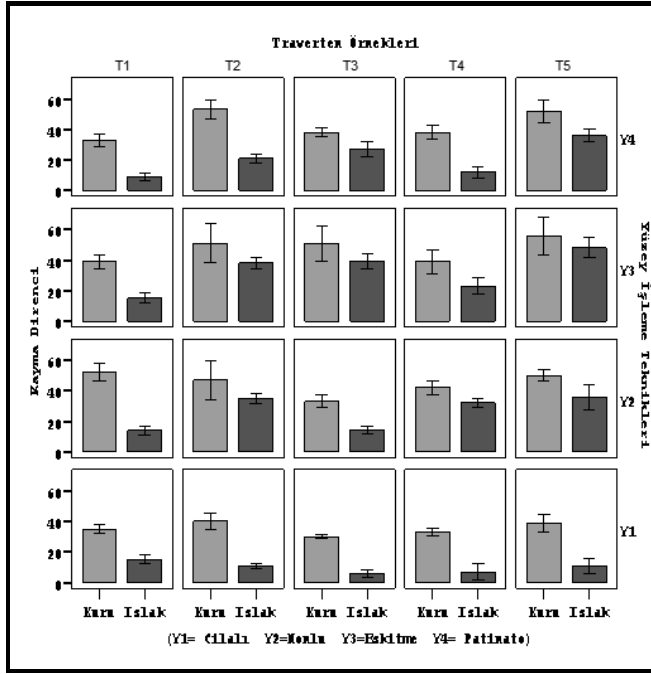
Çalışmada traverten plaklarının fiziksel ve mekanik özelliklerinden toplam gözeneklilik, su

emme, knoop sertliği, tek eksenli basınç dayanımı, don sonrası basınç dayanımı, aşınma dayanımı ve ses hızının sürtünme katsayısına olan etkileri basit regresyon analizi ile incelenmiştir.

Çizelge 5. Traverten örneklerinin pandül yöntemi ile kuru-ıslak ortamda yüzey işlemlerine göre yapılan kayma direnci istatistiksel analizi

Bağımlı Değişken	Bağımsız Değişken (I)	Bağımsız Değişken (J)	Bağımsız Değişken Farkı (I-J)	Standart Hata	Anlamlılık Düzeyi	% 95 Güven Aralığı	
						Alt Limit	Üst Limit
Kayma Direnci (Kuru Ortam)	Y 1	Y 2	-9.4000(*)	0.94708	<0.000	-11.2608	-7.5392
		Y 3	-11.8000(*)	0.94708	<0.000	-13.6608	-9.9392
		Y 4	-7.4000(*)	0.94708	<0.000	-9.2608	-5.5392
	Y 2	Y 1	9.4000(*)	0.94708	<0.000	7.5392	11.2608
		Y 3	-2.4000(*)	0.94708	<0.012	-4.2608	-0.5392
		Y 4	2.0000(*)	0.94708	<0.035	0.1392	3.8608
	Y 3	Y 1	11.8000(*)	0.94708	<0.000	9.9392	13.6608
		Y 2	2.4000(*)	0.94708	<0.012	0.5392	4.2608
		Y 4	4.4000(*)	0.94708	<0.000	2.5392	6.2608
	Y 4	Y 1	7.4000(*)	0.94708	<0.000	5.5392	9.2608
		Y 2	-2.0000(*)	0.94708	<0.035	-3.8608	-0.1392
		Y 3	-4.4000(*)	0.94708	<0.000	-6.2608	-2.5392
Kayma Direnci (Islak Ortam)	Y 1	Y 2	-16.2000(*)	1.21835	<0.000	-18.5938	-13.8062
		Y 3	-22.6000(*)	1.21835	<0.000	-24.9938	-20.2062
		Y 4	-11.0000(*)	1.21835	<0.000	-13.3938	-8.6062
	Y 2	Y 1	16.2000(*)	1.21835	<0.000	13.8062	18.5938
		Y 3	-6.4000(*)	1.21835	<0.000	-8.7938	-4.0062
		Y 4	5.2000(*)	1.21835	<0.000	2.8062	7.5938
	Y 3	Y 1	22.6000(*)	1.21835	<0.000	20.2062	24.9938
		Y 2	6.4000(*)	1.21835	<0.000	4.0062	8.7938
		Y 4	11.6000(*)	1.21835	<0.000	9.2062	13.9938
	Y 4	Y 1	11.0000(*)	1.21835	<0.000	8.6062	13.3938
		Y 2	-5.2000(*)	1.21835	<0.000	-7.5938	-2.8062
		Y 3	-11.6000(*)	1.21835	<0.000	-13.9938	-9.2062

* Ortalama fark 0,05 düzeyinde anlamlı bulunmuştur.



Şekil 2. Traverten plakalarının pandül yöntemi ile kuru-ıslak ortamda kayma direnci ikili karşılaştırmaları.

Buna göre travertenlerde $R^2 > 0.90-0.99$ bağıntıları regresyon modeli değişimini açıklamakta önemli bir belirleyicilik katsayısına sahiptir (Çizelge 6).

Çizelge 6. Pandül deneyi sonucu elde edilen sürtünme katsayısı ile fiziko-mekanik özellikler arasındaki regresyon analizi.

Bağımlı (y) / Bağımsız Değişken (x)	R^2	Regresyon Modeli
Cof / Knoop Sertliği (hk)	0.998	$y = -0.000x + 0.570$
Cof / Tek Ek. Bas. Day. (Mpa)	0.979	$y = -0.086x + 0.549$
Cof / Don Son. Bas. Day. (Mpa)	0.914	$y = -146x + 90.575$
Cof / Ses Hızı (m/s)	0.988	$y = -0.024x + 0.634$
Cof / Toplam Gözeneklilik (%)	0.907	$y = -0.017x + 0.547$
Cof / Su Emme (%)	0.940	$y = 4.7417x - 0.7257$
Cof / Aşınma (mm)	0.990	$y = 0.013x + 0.267$

Bu değerlere göre yapılan fiziksel ve mekanik deneyler sonucunda su emme, basınç dayanımı, ses hızı ve aşınma değerleri arttıkça sürtünme katsayısı da artmakta ve yüzeyin kayma riski azalmaktadır.

3.3. Traverten plakalarının TS EN 14231 Standardına göre sınıflandırılması

Kuru ve ıslak ortamda traverten plakalarının farklı yüzey işlemlerine göre ve Çizelge 3 esas alınarak, kayma direnci sınıflaması Çizelge 7’de yapılmıştır. Kuru ortamda, cilalı yüzeyli olan T1, T2, T5 örnekleri, honlu yüzeyli T4 örneği ile eskitme yüzeyli T1, T4 örneği ve patinato yüzeyli T3 ve T4 örnekleri kayma direnci değeri 35’ten büyük olduğu için X sınıfında yer almaktadır. X sınıflamasında yer alan travertenler alışveriş merkezlerinde yemekhane alanları, ortak soyunma odaları, iç mekânlarda basamaklar ve otel girişlerinde kullanılabilirler. Cilalı yüzeyli T3 ve T4, honlu yüzeyli T3 ve patinato yüzeyli T1 örnekleri kayma direnci değerleri 25’den büyük olduğu için Y sınıfında yer almaktadır. Y sınıfında yer alan traverten plakaları banyo, depo, çamaşırhanelerde kullanılabilir. Honlu yüzeyli T1, T2, T5 örneği ile eskitilmiş yüzeyli T2, T3, patinato yüzeyli T2, T5 örneği kayma direnci değeri 45’den büyük olduğu için W sınıfında yer almaktadır. W sınıflamasında yer alan traverten örnekler dış mekân basamaklarda tercih edilebilir.

Çizelge 7. Traverten plakalarının kuru ve ıslak ortamda TS EN 14231 standardına göre sınıflandırılması.

Traverten		T1			T 2			T 3			T 4			T 5		
		Kayma Direnci	Cof Değeri	Sınıf	Kayma Direnci	Cof Değeri	Sınıf	Kayma Direnci	Cof Değeri	Sınıf	Kayma Direnci	Cof Değeri	Sınıf	Kayma Direnci	Cof Değeri	Sınıf
Kuru Ortam	Cilalı	35	0.36	X	40	0.41	X	30	0.30	Y	33	0.33	Y	39	0.40	X
	Honlu	52	0.56	W	47	0.50	W	33	0.33	Y	42	0.44	X	50	0.54	W
	Eskitme	39	0.40	X	51	0.55	W	51	0.55	W	39	0.40	X	56	0.61	V
	Patinato	33	0.33	Y	53	0.57	W	38	0.39	X	38	0.39	X	52	0.56	W
Islak Ortam	Cilalı	15	0.14	Z	11	0.10	Z	6	0.06	Z	7	0.07	Z	11	0.10	Z
	Honlu	14	0.14	Z	35	0.39	X	14	0.40	Z	32	0.23	Y	36	0.51	X
	Eskitme	15	0.13	Z	38	0.36	X	39	0.13	X	23	0.32	Z	48	0.37	W
	Patinato	9	0.08	Z	21	0.20	Z	27	0.27	Y	12	0.11	Z	36	0.37	X

Islak ortamda, cilalı yüzeyli tüm traverten örnekleri, honlu yüzeyli T1 ve T3, eskitilmiş yüzeyli T1 ve T4, patinato yüzeyli T5 örneklerinin kayma direnci değerleri 24'den küçük olduğu için Z sınıfında yer almakta olup, kayma riski çok yüksektir. Z sınıflamasında yer alan traverten örnekleri kayma potansiyeli olmasından dolayı alışveriş merkezlerinde kullanılabilir. Honlu yüzeyli T2 ve T5, eskitilmiş yüzeyli T2 ve T3 ile patinato yüzeyli T5 örneklerinde kayma direnci değeri 35'ten büyük olduğu için X sınıflamasında yer almaktadır.

4 SONUÇ ve ÖNERİLER

Yapılan bu deneysel çalışmalar sonucunda, zemin kaplama malzemesi olarak kullanılacak travertenlerin, TS EN 14231 standartları esas alınarak, cilalı, honlu, eskitme ve patinatolu yüzeylere sahip 5 farklı tür travertene ait kayma dirençleri ve sürtünme katsayısı değerleri belirlenmiştir.

Traverten plakalarında yüzey işlemlerine göre kuru ve ıslak ortamda yapılan deneylerde elde edilen kayma direnci değerlerine bakıldığında istatistiksel olarak anlamlı bir fark vardır. Buna göre traverten plakalarının zemin kaplamalarında kullanımında yüzey işlemleri ile fiziko-mekanik özelliklerinin de etkili olduğu görülmektedir. Travertenlerin hem yüzey işlemlerine bağlı olarak hem de yüzeyin ıslak/kuru durumuna göre, kayma dirençlerinin önemli ölçüde değiştiği tespit edilmiştir. Kuru ve ıslak yüzeyler için kayma direnci değerlerinin, küçükten büyüğe doğru olmak üzere cilalı<patinato<honlu<eskitleme sıralaması yapılan deneyler ve analizler sonucunda elde edilmiştir.

Bu çalışmada, travertenlerin deneysel ve istatistiksel analizleri sonucu belirlenen kayma dirençlerine göre TS EN 14231 standardı dikkate alınarak emniyetli kullanım yerlerine göre sınıflandırılması önerilmiştir. Beklenildiği gibi, kuru ortamda, pandül ile tüm yüzeyler üzerinde kayma direnci yükseldiği için kayma potansiyeli azalmaktadır. Islak ortamda ise kayma direnci değerleri düştüğü için tüm yüzeylerde, kayma potansiyeli ve riski artmaktadır.

Bu sonuçlardan, kuru ortamda, beş farklı travertenin yer kaplamalarında daha emniyetli olarak kullanılabileceği sonucu ortaya çıkmaktadır. Islak ortamda, kayma direnci değerleri düştüğünden dolayı özellikle cilalı yüzeylerde kayma direnci düşük olduğundan dolayı kayma riski yükselmektedir. Pandül yönteminden elde edilen sonuçlar ışığında, ıslak ortam için traverten plakalarının seçimi söz konusu olduğunda, eskitilmiş yüzeyli traverten plakalarının tercih edilmesi, daha isabetli bir karar olacaktır.

Fiziko-mekanik özelliklerine bakıldığında ise önemli ölçüde kayma direnci değerlerini etkilediği görülmüştür. Bu nedenle zemin kaplamalarında kullanılacak olan travertenlerin fiziko-mekanik özelliklerinin de kayma direncini önemli ölçüde etkilediği tespit edilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışma Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Bilimsel Araştırma Projeleri Komisyonu'nun 30.04.2010 tarih ve 14 sayılı kararı ile (Proje Numarası 201015016) ve TÜBİTAK-1002 Projesi (Proje No: 108M624) tarafından desteklenmektedir. Katkıları için teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- Adams, N., 1997. Slips and Falls-Some Arguments About Measuring Coefficients of Friction (COF), *Ergonomics*.
- Anonim, 2004. Slip Resistance of Hard Flooring, Technical Paper, www.cmit.csiro.au/brouchures/serv/slipresist.
- Bowman, R., 2004. Practical Aspects of slip resistance of stone, www.discoveringstone.com.
- Chang, W.R., 1999. The effect of surface roughness on the measurement of slip resistance, *International Journal of Industrial Ergonomics*, 24, 299–313.
- DIN EN 51097, 1992. Testing of floor Coverings; Determination of The Anti-Slip Properties; Wet Loaded Barefoot Areas; Walking Method-Ramp Test, Deutsche Norm, Berlin.
- DIN EN 51130, 1992. Testing of Floor Coverings; Determination of The Anti-Slip Properties; Workrooms and Fields of Activities with Slip Danger; Walking Method; Ramp Test, Deutsche Norm, Berlin.
- Engin, İ.C., 2007. Doğal Taş (Mermer) Maden İşletmeciliği ve İşleme Teknolojileri, Dekoratif Taş İşlemeciliği, Ürün çeşitlendirme Yöntem ve Makineleri, Ankara, 8, 594-595.
- Grönqvist, R., 1995. Mechanisms of friction and assessment of slip resistance of new and used footwear sales on contaminated metals, *Ergonomics*, 38, 224–41.
- Grönqvist, R., Hirvonen, M., and Tohv, A., 1999. Evaluation of three portable floor slipperiness testers, *International Journal of Industrial Ergonomics* 25, 85–95.
- Kim, I.J., 1996. Microscopic investigation to analyze the slip resistance of shoes, *Proceedings of the Fourth Pan Pacific Conference on Occupational Ergonomics*, November. Taiwan, ROC, 68–73.
- Kim, I.J., 2001. Microscopic observations of the progressive wear on shoe surfaces that affect the slip resistance characteristics, *International Journal of Industrial Ergonomics*, 28, 17-29.
- Kulaksız S., 2007. Doğal Taş (Mermer) Maden İşletmeciliği ve İşleme Teknolojileri, TMOB, MMO yayını, Ankara.
- Leclercq, S., 1999. The prevention of slipping accidents: a review and discussion of work related to the methodology of measuring slip resistance, *Safety Science*, 31, 95–125.
- Manning, D.P., Jones, C., Rowland ,F.J., and Roff, M., 1998. The surface roughness of a rubber soling material determines the coefficient of friction on water-lubricated surfaces, *Journal of Safety Research*, 29, 275–283.
- Sarıışık, A., Çelik, M.Y., ve Gürçan, S., 2003. Mermerlerin Mineralojik-Petrografik Özelliklerinin Jeomekanik Parametrelere Olan Etkileri, 20. Yıl Sempozyumu, Isparta, 203.
- Sarıışık, A., Gürçan, S., and Şentürk, A., 2007. Description of slipping test methods and application study on travertine by ramp slip meter, *Building and Environment*, 42,1707–1710.
- Sarıışık, A., 2009. Safety analysis of slipping barefoot on marble covered wet areas, *Safety Science*, 47(10), 417-1428.
- Sarıışık, A., ve Sarıışık G., 2010. Doğal Taş Nihai Ürünlerinin Kayma Açısını Etkileyen Parametrelerin İstatistiksel Analizi, *Madencilik Dergisi*, 49(1), 17-30.
- Sarıışık, A., Akdaş, H, Sarıışık, G, ve Coşkun, G. 2011. Pandül ve Yüzey Pürüzlülük Deneyleri ile Mermerlerde Kayma Emniyeti Analizi, *Türkiye 22. Uluslar arası Madencilik Kongresi ve Sergisi*, Ankara.
- Şentürk, A., Gündüz, L., Tosun, Y. I., ve Sarıışık, A., 1996. Mermer Teknolojisi, *Tuğra baskı*, Isparta, 242s.
- TS EN 14321, 2004. Doğal taşlar - Deney metotları - Pandül deney donanımıyla kayma direncinin tayini, *Türk Standartları Enstitüsü*.
- WESSEX Catalog, 2010. Pendulum Test Equipment.

Farklı özellikteki piroklastik kayaların petrografik özelliklerinin jeomekanik özellikler üzerindeki etkisi

Effect of petrographical properties of different pyroclastic rocks on their geomechanical properties

Burak SOLAK & Mustafa KORKANÇ

Niğde Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 51240 Niğde

ÖZET: Kayaların petrografik özellikleri, fiziksel ve mekanik özelliklerini önemli oranda etkilemektedir. Bu çalışmada, Kapasokya Bölgesindeki Kızılkaya, Kavak ve Gördeles ignimbritlerinin petrografik özellikleri ile jeomekanik özellikleri arasındaki ilişkilerin incelenmesi amacıyla ayrıntılı araştırmalar yapılmıştır. Yapılan deneysel çalışmalarda incelenen örneklerin, kuru ve doygun birim hacim ağırlıkları, ağırlıkça su emme, efektif porozite, suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi, P-dalga hızı ile nokta yükü dayanım indeksi belirlenmiştir. Taze örneklerden hazırlanan ince kesitlerin polarizan mikroskopta nokta sayacı kullanılarak yapılan petrografik çalışmalar kapsamında mineral bileşimi, dokusu, boşluk oranı, volkan camının varlığı ve bu parçaların kayaç içerisindeki durumu, ikincil mineral oluşumu, opak mineral varlığı ve ayrışma etkileri ile oranları ve tane matriks oranları (GMR) belirlenmiştir. GMR ile taze örneklerden elde edilen jeomekanik özellikler arasında basit regresyon analizleri yapılarak varolabilen ilişkiler tanımlanmıştır. Kaynaşma oranı yüksek olan Kızılkaya ignimbritlerinden elde edilen GMR ile jeomekanik özellikleri arasında istatistiksel açıdan anlamlı sayılabilecek ve mühendislik uygulamaları için önerilebilecek ölçüde ilişkiler elde edilmiştir.

ABSTRACT: Petrographic characteristics of rocks significantly affect their physical and mechanical properties. In this study, detailed investigations were performed to determine the relationships between the petrographical characteristics and geomechanical properties of the Kızılkaya, Kavak and Gördeles ignimbrites from the Kapadokya Region. Dry and saturated unit weights, water absorption, effective porosity, slake durability index, P-wave velocity and point load strength index of the samples were determined. Mineral composition, texture, void ratio, presence of glass, formation of secondary and opaque minerals, and the effects of weathering rates with matrix grain ratio (GMR) were determined on thin sections from fresh samples under polarized light microscope using a point counter. The relations between the geomechanical properties of fresh specimens and GMR were described by using simple regression analysis. Statistically significant relationships between the GMR and the geomechanical properties of highly welded Kızılkaya ignimbrite were obtained.

1. GİRİŞ

Bu çalışma kapsamında İç Anadolu Bölgesi'nde Niğde ve Nevşehir il sınırları içerisinde yer alan piroklastik ürünlerin olduğu kesimlerde arazi araştırmaları yapılmıştır. İnceleme alanı, genç volkanizmanın ülkemizde yaygın ve farklı evrelerde ürünler oluşturduğu bölgelerden biridir. Çalışma alanı, çeşitli jeolojik devirler boyunca faaliyette olan volkanizmalara ait ürünlerin aşınmasıyla oluşmuş eşine rastlanılmayacak değişik yeryüzü dokusunun bulunduğu Kapadokya yöresini kapsamaktadır. Bölge, bu özellikleri ile yerbilimcilerin ilgisini geçmiştten beri çekmektedir.

Bölgede bilinen ilk volkanolojik araştırma 1842 yılında Hamilton yapmış, daha sonra Tchihatcheff (1876), Chaput (1936), Tromp (1942), Westerveld (1956), Pasquare (1966 & 1968) ve Beekman (1966) vb. gibi araştırmacılar çeşitli jeolojik incelemelerde bulunmuşlardır. Bölgede daha sonra Besang vd. (1977), Batum (1978), Innocenti vd. (1975, 1982), Tokel vd. (1988), Pasquare vd. (1988), Ercan vd. (1990,1992), Göncüoğlu & Toprak (1992), Toprak & Göncüoğlu (1993), Le Pennec vd. (1994), Mues Schumacher & Schumacher (1996), Güleç vd. (1997), Temel vd. (1998), Türkecan vd. (2003), Le Pennec vd. (2005), Viereck vd. (2006) gibi araştırmacılar

tarafından, ayrıntılı volkanolojik, jeokimyasal ve jeokronolojik çalışmalar yapılmıştır.

Bölgedeki ignimbiritlerin yapı malzemesi özellikleri ile bunların dayanım ve ayrışma özelliklerine yönelik çalışmalar ise daha az sayıdadır (Erguvanlı vd. 1977, Erdoğan 1986, De Witte vd. 1988, Topal 1995, Topal & Doyuran 1997, Gökçeoğlu vd. 2000, Korkanç 2007, Ergüler 2009). Son dönemlerde yapılan araştırmalar ise, özellikle bölge ignimbiritlerinde geçmişte ve günümüzde çeşitli amaçlar için açılmış kaya yapılarının duraylılıklarına ve mühendislik özelliklerine ilişkindir (Aydın vd. 1999, Ulusay vd. 1999, Aydın & Ulusay 2003, Ulusay vd. 2006, Aydın vd. 2007, Ulusay & Aydın 2007, Aydın vd. 2007a, 2007b). Yöredeki ignimbiritlerin yapı malzemesi özellikleri ve mühendislik özelliklerinin araştırıldığı çalışmalarda, bunların jeolojik, petrografik ve kimyasal özelliklerinin, jeomekanik özelliklerindeki değişime etkisi ile bunlar arasındaki ilişkilere yeterince değinilmemiştir.

Tuğrul & Zarif (1999), fiziksel ve mekanik özelliklerin, kayacın mineralojik ve dokusal özelliklerine bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Bu kapsamda değişik özelliklerdeki granitik kayaların mühendislik özellikleri ile petrografik özellikleri arasında anlamlı ilişkiler bulmayı amaçlamışlardır. Elde ettikleri sonuçlara göre dokusal özelliklerin mühendislik parametreleri üzerinde mineralojik özelliklere oranla göre daha etkili olduğu belirtilmiştir. Bunun yanında granitik kayalarda kristal kontakların tipi, tane şekli ve boyutunun de kayacın mühendislik özelliklerini önemli ölçüde etkilediğini belirtilmişlerdir.

Bu çalışmada farklı renk ve dokusal özellikler sunan ignimbiritlerin petrografik özelliklerinin nasıl değiştiğini ve bu özelliklerin mühendislik özelliklerine etkisinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Arazi çalışmaları ve petrografik incelemeler esnasında, belirlenen farklı renk ve dokuya sahip kayalar, ayrı ayrı örneklerek bunların ayrıntılı araştırması yapılmıştır. Elde edilen petrografik özellikler ile jeomekanik özellikler arasında istatistiksel olarak anlamlı olabilecek ilişkiler tanımlanmaya çalışılmıştır.

2. İGNİMBİRİTLERİN JEOLÖJİK ÖZELLİKLERİ

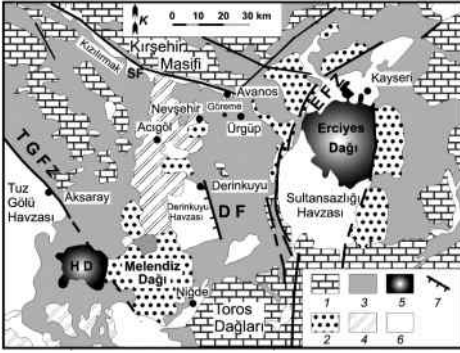
İnceleme alanı, genç volkanizmanın ülkemizde yaygın ve farklı evrelerde ürünler oluşturduğu bölgelerden biridir (Şek. 1). Bu çalışma kapsamında, Kapadokya yöresinde geniş

yayılımları bulunan Kavak, Kızılıkaya ile Gördeles ignimbiritlerinden ve Melendiz Volkanitlerine ait tüflerden farklı renk ve dokuda taze piroklastik kaya örnekleri alınmıştır (Çizelge 1).

Örneklerin alındığı birimlerin en yaşısını ilginç yüzey şekilleri oluşturan, kalın ve geniş yayılım gösteren volkano-sedimanter istif (Miyosen-Pliyosen) temsil edilen Ürgüp formasyonu oluşturmaktadır (Temel vd. 1998). Litolojik olarak düşey ve yatay yönde gösterdiği değişimler dikkate alınarak birim, Temel vd. (1998) tarafından üyelerine ayrılmıştır. Özellikle Nevşehir yöresindeki taş ocaklarının bulunduğu alanlardan derlenen ignimbirit örnekleri (KA1-KA5 dahil), Ürgüp Formasyonuna ait volkano-sedimanter istifin en alt temelini oluşturan Kavak Üyesine aittir. Kavak Üyesi, kül ve akıntı ürünlerinin volkanik-kırıntılı malzeme ile ara tabakanımasından oluşmaktadır (Topal & Doyuran 1997). Kavak Üyesi adını, en tipik gözlendiği Kavak köyünden almıştır (Pasquare 1968). Birim yörede Temel vd. (1998)'e göre, 2600 km²'lik bir yayılım alanına sahip olan bu üyenin kalınlığı 10 ile 150 m arasında değişmektedir.

Gördeles ignimbiriti (G1) ise Nevşehir platosunun güney kesiminde yer almakta olup, genellikle koyu gri renkli ve matriksçe zengindir. Bu ignimbiritlerde tabakanın yatay olmakla birlikte, her yerde belirgin şekilde gözlenmemektedir (Aydın vd. 2007).

Kızılıkaya ignimbiriti (K1-K10 dahil) uzaktan bakıldığında yatay konumlu bazalt akıntılarının andırmaları ile karakteristiktirler. Eklemlili ve çatlaklı bir yapıya sahip olan ignimbiritler kirli beyaz, sarımsı ve kahverengili dış görünümlü, taze rengi ise sarımsı beyazdır. Dayanımı tüflere göre daha yüksektir. Petrografik incelemede vitroklastik dokuda olduğu tespit edilen ignimbiritlerde, volkanik cam parçaları plajiyoklas ve biyotitin volkanik külden oluşmuş bir hamur maddesi içinde yer aldıkları saptanmıştır (Batum 1978). Volkanizmanın yaşı ile ilgili olarak Batum (1978), ignimbiritlerdeki biyotitler üzerinde K/Ar yöntemiyle yaş tayini yapmış ve 4.9-5.5 ± 0.2 my.'lık bir değer elde etmiş ve Alt Pliyosen yaşını vermiştir.



Şekil 1. Kapadokya yöresinin jeoloji haritası, 1. Temel kayalar, 2. Miyosen-Pliyosen yaşlı volkanik birimler, 3. Piroklastikler ve güncel karasal birimler, 4. Kuvaterner volkanizması, 5. Büyük Kuvaterner volkanları, 6. Alüvyonlar, 7. Önemli faylar (TGFZ: Tuz Gölü Fay Zonu, EFZ: Ecemiş Fay Zonu, DF: Derinkuyu Fayı, SF: Salanda Fayı) (Temel vd. 1998; Aydan vd. 2007'den alınmıştır).

İlk kez Beekman (1966) tarafından adlandırılan Melendizdağ Tüfü (M1- M4 dahil), gri, sarımsı, beyazımsı renkte, plajiyoklas, piroksen, olivin fenokristallerinin içinde yer aldığı bazı volkanik kayaç parçalarını bağlayan koyu kırmızı, kahverenkli volkanik camdan oluşmuştur (Atabey vd. 1990). Birimin alt dokanağı Melendizdağ aglomerası ile üst dokanağı ise Melendizdağ andeziti ile geçişlidir. Andezitik lav akıntılarının altında yer almaktadır. Birimde limonitleşme ve silisleşme yaygın olarak gözlenmektedir. Manganez ve kükürt çökelleri kapsar. Kükürt

oluşumlarının varlığı, volkanik faaliyette solfatör safhasına geçildiğine işaret edebilir (Atabey vd. 1990). Melendizdağ Volkanitlerinden K/Ar yöntemiyle yapılan yaş tayinlerinde 1.1 ± 0.2 (Kuvaterner) my'lık yaşlar elde edilmiştir (Türkecan vd. 2003).

3. ÖRNEKLERİN PETROGRAFİK ÖZELLİKLERİ

Bölgeden derlenen farklı renk ve dokudaki piroklastiklerin petrografik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla ince kesitler hazırlanmıştır. İnce kesitlerin, polarizan mikroskopta nokta sayacı kullanılarak yapılan petrografik incelemelerde; örneklerin mineralojik bileşim, doku, boşluk ve kristal boyutları, fenokristal-matriks oranları ve ikincil mineral içerikleri belirlenmiştir.

Kavak Üyesine ait örneklerin tümü kaynaşmamış ignimbirit özellikleri sunmakla birlikte, bunların ayrıntılı incelemelerinde fenokristal-matriks, opak mineral ile ince taneli kristal oranları nispeten değişken olup, kayaçta kayaç parçası ve yer yer yönlenmeler gözlenmiştir (Şek. 2).

Kızılıkaya ve Gördeles ignimbiritlerinden alınan örnekler ise, Kavak ignimbiritlerine oranla daha iyi kaynaşma özellikleri sunmakta ve fenokristaller daha küçük tanelerden oluşmaktadır (Şek. 2, 3 ve 4). Melendiz volkanitlerinden derlenen örnekler ise, litik tüf özellikleri göstermiştir (Şek. 5). Farklı alanlardan alınan örneklerin petrografik incelemeleri sonucu nokta sayacından elde edilen veriler, çizelgeler halinde ayrı ayrı sunulmuştur (Çizelge 2, 3, 4).

Çizelge 1. İncelenen kaya örneklerinin lokasyonları ve litolojik özellikleri.

Örnek No	Lokasyon	Kayaç özellikleri	Litoloji tipi
K1	Gümüşler-Üçkaplı Köyü arası	Az boşluklu, pembemsi beyaz renkli, iri kaya kırıntılı, sert yapılı	İgnimbirit
K2	Uluğaç Köyü Taş Ocağı	Homojen, ince taneli, pomza çakıllı, beyazımsı pembemsi renkli, yumuşak yapılı	İgnimbirit
K3	Aktaş Köyü Taş Ocağı	Homojen, iri pomza çakıllı, açık pembemsi beyaz renkte, yumuşak yapılı	İgnimbirit
K4	Kemerhisar – Gökbez arası otoyol kenarı eski taş ocağı	Homojen, ince taneli, pomza çakıllı, gri renkli, sert yapılı	İgnimbirit
K5	Karatlı Köyü doğusu kaya mezarları mevkii	Homojen, kaya kırıntısı oranı fazla, pembemsi beyaz renkli sert yapılı	İgnimbirit
K6	Çavdarlı Köyü, Niğde-Çamardı yol kenarı	İri ve sık pomza çakıllı, kahverengimsi bej renkli, kaynaşma oranı düşük, yumuşak yapılı	İgnimbirit
K7	Yarhisar Köyü, Niğde-Çamardı yol kenarı	Homojen, ince taneli, Pembemsi gri renkli, sert yapılı	İgnimbirit
K8	Elmalı Köyü, Niğde-Çamardı yol kenarı	Homojen, ince taneli, pembemsi krem renkli	İgnimbirit

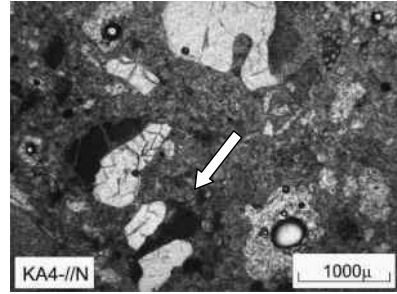
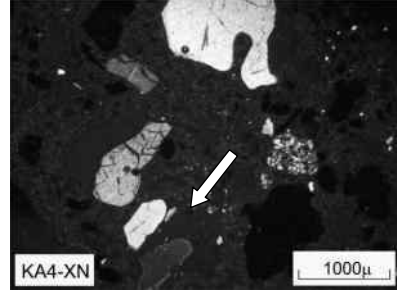
K9	Kızılören Köyü Taş ocağı	Homojen, yer yer iri kaya kırıntılı ve pomza çakıllı, açık pembe renkli	İgnimbirit
K10	Araplı Köyü	İnce taneli, homojen, gri renkli, sert yapılı	İgnimbirit
K11	Edikli Köyü Taş Ocağı	İnce taneli homojen grimsi pembe renkli sert yapılı	İgnimbirit
G1	Doğanlı Köyü	İnce taneli, iri pomza çakıllı, pembemsi gri renkli, sert yapılı	İgnimbirit
KA1	Nevşehir Saraytaş Taş Ocağı	Matriksi pembe- beyaz renkli, eş taneli, az oranda koyu renkli taneler bulunmakta	Kaynaşmamış İgnimbirit
KA2	Nevşehir Saraytaş Taş Ocağı	Makriksi pembe renkli, beyaz pomza taneli, taneleri hemen hemen eş boyutlu	Kaynaşmamış İgnimbirit
KA3	Nevşehir Saraytaş Taş Ocağı	Matriksi sarı, beyaz eş taneli, kaya kırıntısı oranı düşük, sert yapılı	Kaynaşmamış İgnimbirit
KA4	Nevşehir Saraytaş Taş Ocağı	Açık beyazımsı krem matriksli, iri pomza çakıllı, beyaz eş boyutlu taneli, sert yapılı	Kaynaşmamış İgnimbirit
KA5	Nevşehir Saraytaş Taş Ocağı	Matriksi krem renkli, ince taneli, kaya kırıntısı oranı düşük	Kaynaşmamış İgnimbirit
M1	Niğde Merkez, Yukarı Kayabaşı Mahallesi, Eski Taş Ocağı alanları	Homojen, ince taneli, sarı-krem renkli, sert yapılı	Sarı Tüf
M2	Niğde Merkez, Yukarı Kayabaşı Mahallesi, Eski Taş Ocağı alanları	Koyu sarı renkli, Yumuşak özellikli, kaya kırıntısı oranı az	Sarı Tüf
M3	Niğde Merkez, Yukarı Kayabaşı Mahallesi, Eski Taş Ocağı alanları	İri çakıllı yer yer bloklu, yer yer boşluklu, kırmızımsı sarı renkli, yer yer akma bantlı	Sarı Tüf
M4	Akkaya Barajı sağ sahil kapalı yüzme havuzu temel kazısı	Sarımsı, grimsi bej renkli, ince taneli, sert yapılı	Sarı Tüf

Çizelge 2. Kavak ignimbiritine ait örneklerin modal analiz sonuçları.

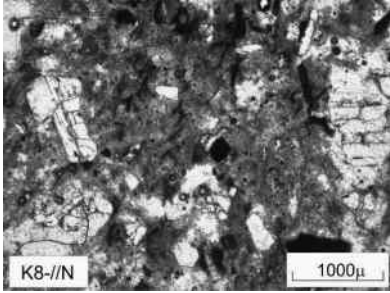
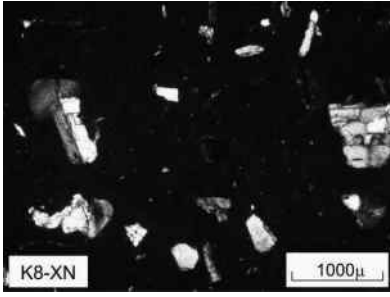
Özellik	Fenokristal (%)			Litik taneler (%)	Matriks (%)	Boşluk (%)
	Kuvars	Plajiolklas	Biyotit			
Örnek						
KA1	4.66	24.66	0.00	2.33	62.33	2.66
KA2	0.66	16.32	2.33	8.33	65.33	4.00
KA3	4.66	20.00	0.00	2.33	65.33	7.33
KA4	5.33	17.00	0.66	7.00	64.66	5.00
KA5	4.00	20.32	1.00	5.33	63.66	5.00

Çizelge 3. Melendiz Volkanitlerine ait tüflerin modal analiz sonuçları.

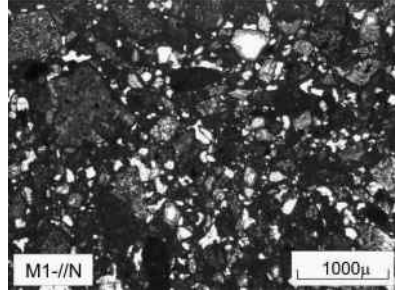
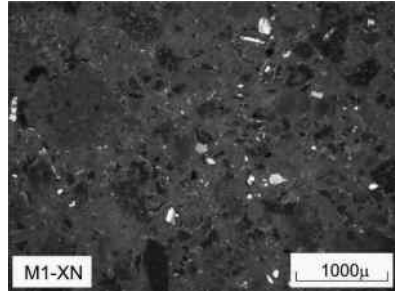
Örnek	Fenokristal (%)	Litik taneler (%)	Matriks (%)	Boşluk (%)
M1	0.33	32.00	58.00	9.66
M2	0.33	22.33	52.66	24.66
M3	0.37	37.91	49.07	12.63
M4	0.33	27.66	63.00	9.00



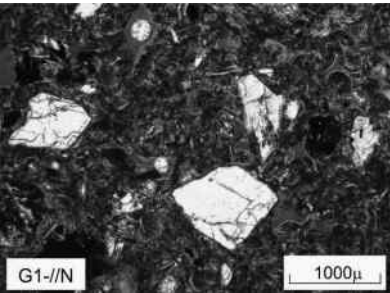
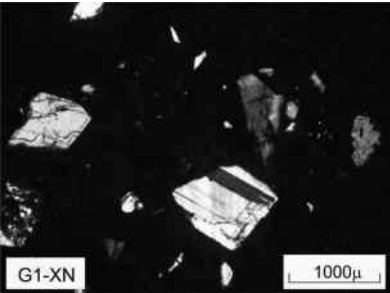
Şekil 2. Kavak ignimbiritine ait KA4 örneğinin a) çift nikol, b) tek nikol mikroskop görüntüsü (büyütme 4X).



Şekil 3. Kızılkaya ignimbritlerine ait K8 örneğinin a) çift nikol, b) tek nikol mikroskop görüntüsü (büyütme 4X).



Şekil 5. Melendiz Volkanitlerine ait tüflerin ait K8 örneğinin a) çift nikol, b) tek nikol mikroskop görüntüsü (büyütme 4X).



Şekil 4. Gördeles ignimbritlerine ait G1 örneğinin a) çift nikol, b) tek nikol mikroskop görüntüsü (büyütme 4X).

4. TANE-MATRİKS ORANI (GMR)

Modal analizlerden elde edilen veriler ile “Tane Matriks Oranı” tanımlanmıştır. Bu tanımlamaya benzer bir çalışma daha önce Korkanç (2004) tarafından bazaltlar üzerinde yapılan çalışmalarda denenmiştir. Bu tanımlamada, örneklerin fenokristal, litik parçalar ve matriksi oluşturan elemanların yüzdeleri kullanılmıştır. Kayaçlarda bulunabilen boşlukların kayacın jeomekanik özelliklerinin değişmesinde değişik davranışlar göstermesinden dolayı, nokta sayacından elde edilen düzensiz boşluklar formülde kullanılmamıştır. İstatistiksel analizlerde kullanılan örneklere ilişkin olarak petrografik incelemelerden elde edilen modal analiz sonuçlarının kullanılması ile tanımlanan tane matriks oranı (GMR), aşağıda verilen formüle göre hesaplanmıştır. K1 ve K5 no.lu örneklerde diğer örneklere nazaran yüksek tane matriks oranı değerleri elde edilmiştir (Çizelge 5).

$$GMR (\%) = \frac{F + L}{M} \quad (1)$$

Çizelge 4. Kızılkaya ve Gördeles ignimbiritlerine ait örneklerin modal analiz sonuçları.

Özellik	Fenokristal (%)			Litik taneler (%)	Matriks (%)			Boşluk (%)
Örnek	Kuvars	Plajiolklas	Biyotit		Volkanik kül	Cam parçaları	Opak Min.	
K1	6.33	15.66	4.00	5.00	66.00	1.00	0	2.00
K2	2.33	3.33	2.00	1.66	53.00	22.00	0	15.66
K3	2.33	3.00	2.00	3.00	50.66	22.66	0	16.33
K4	0.33	16.00	1.66	6.33	51.66	21.66	0	1.66
K5	7.66	11.66	2.00	8.66	61.00	5.66	0.33	3.00
K6	4.00	7.66	1.33	2.33	52.00	13.00	0	19.66
K7	1.66	17.33	1.00	2.33	72.33	1.66	0	3.66
K8	1.66	7.33	1.66	3.66	66.33	8.66	0.66	10.00
K9	0.66	8.33	3.00	2.66	68.33	6.00	0.66	10.33
K10	2.00	7.33	2.33	2.00	0.00	81.33	0	5.00
K11	1.35	4.07	1.80	1.80	0.00	85.06	0.9	4.97
G1	0	7.99	1.33	3.00	66.66	15.33	0	5.66

Bu formülde;
GMR: Tane Matriks Oranı,
F: Fenokristal,
M: Matriks,
L: Litik taneler
olarak tanımlanmıştır.

Çizelge 5. Kızılkaya ve Gördeles ignimbiritlerine ait Tane Matriks Oranı (GMR) verileri.

Örnek No	Fenokristal Oranı (%)	Matriks Oranı (%)	Tane Matriks Oranı (GMR)
K1	30.99	67.00	0.47
K2	9.32	75.00	0.12
K3	10.33	73.32	0.14
K4	24.32	73.32	0.34
K5	29.98	66.99	0.45
K6	15.32	65.00	0.24
K7	22.32	73.99	0.30
K8	14.31	75.65	0.19
K9	14.32	74.99	0.20
K10	13.66	81.33	0.17
K11	9.02	85.96	0.10
G1	11.99	81.99	0.15

5. İGNİMBİRİTLERİN JEOMEKANİK ÖZELLİKLERİ

İncelenen kayaların jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi aşamasında, taze örneklerle ait; kuru ve doygun birim hacim ağırlık, ağırlıkça su emme, efektif porozite, P-dalga hızı, Schmidt sertliği,

nokta yükü dayanım indeksi ile suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyleri yapılmıştır.

ISRM (2007) tarafından önerilen yöntemler esas alınarak yapılan deneyler için araziden blok örnekler derlenmiş, daha sonra bunlardan laboratuvarında karot ve parça örnekler hazırlanmıştır. Deneylerden elde edilen jeomekanik özelliklere ait veriler ortalama değerler halinde Çizelge 6'da sunulmuştur.

Moon (1993b), ignimbiritlerin çok geniş bir aralıkta değişen jeomekanik karakteristiklere sahip olduğunu belirttiği çalışmasında, zayıf karakterli çatlaksız olanların tek eksenli sıkışma dayanımlarının 1 MPa'dan daha düşük olduğunu, yoğun soğuma çatlaklı sert yapıları olanlarının tek eksenli sıkışma dayanımlarının ise 50 MPa'dan daha büyük olabileceğini belirtmiştir. Bu tür kayalarda porozitenin %17 ile 51 arasında değiştiğini, bunun da doygunluk nedeniyle önemli ölçüde direnç kaybına yol açabilecek bir özellik olduğunu ortaya koymuştur. Genel olarak Kavak Üyesine ait örnekler ile Melendiz Volkanitlerine ait tüflerin düşük jeomekanik özellikler göstermesinde kayacın iyi kaynaşmamış olmasının yanı sıra; mineralojik özelliklerinin, fenokristallerin, birim hacim ağırlık, ayrışma derecesi ve porozite değerlerinin yüksek olmasının en etkin özellikler olduğu düşünülmektedir. Özellikle ince taneli kristal ve matriks oranı, fenokristal oranından yüksek olan örneklerin, diğer örneklerle göre nispeten daha yüksek dayanım değerlerine sahip oldukları sundukları belirlenmiştir.

Çizelge 6. İncelenen örneklerin kuru ve doymun birim hacim ağırlık, ağırlıkça su emme ve efektif porozite değerleri.

Örnek No	Kuru birim hacim ağırlık γ_d (kN/m ³)			Doymun birim hacim ağırlık γ_s (kN/m ³)			Ağırlıkça su emme w_a (%)			Efektif porozite n_e (%)		
	Min.	Mak.	Ort.	Min.	Mak.	Ort.	Min.	Mak.	Ort.	Min.	Mak.	Ort.
K1	19.06	19.3	19.19	21.02	21.35	21.14	9.81	10.42	10.18	19.22	20.49	19.9
K2	13.15	14.32	13.84	16.35	16.48	16.4	14.03	24.43	18.63	20.51	32.75	26.13
K3	12.78	13.95	13.12	16.17	16.62	16.41	19.13	27.66	25.18	27.2	36.04	33.55
K4	16.28	16.36	16.32	19.07	19.14	19.09	16.83	17.24	17.03	28.01	28.6	28.32
K5	16.51	17.3	16.83	19.08	19.56	19.27	13.04	15.59	14.54	23.01	26.26	24.92
K6	13.44	14.01	13.68	16.11	16.72	16.46	18.4	22.1	20.37	26.28	30.45	28.38
K7	16.13	16.39	16.29	18.76	19.01	18.92	15.81	16.34	16.14	26.42	27.14	26.8
K8	14.49	14.66	14.59	17.78	17.95	17.87	22.34	22.71	22.49	33.35	33.54	33.45
K9	14.16	14.66	14.39	17.49	17.62	17.57	20.77	24.03	22.08	30.15	34.77	32.36
K10	18.55	19.13	18.85	20.2	20.43	20.35	6.78	9.57	7.95	27.55	28.3	15.26
K11	16.47	16.77	16.58	18.89	19.22	19.03	14.54	14.99	14.76	20.43	21.39	25.95
G1	15.38	15.82	15.66	17.91	18.35	18.18	15.39	16.76	16.1	17.66	21.22	25.7
KA1	15.43	16.14	15.89	18.17	18.84	18.63	16.78	17.79	17.21	13.55	15.84	27.87
KA2	17.74	17.9	17.83	19.81	19.93	19.89	11.21	11.77	11.56	29.12	30.56	21
KA3	16.86	17.79	17.25	18.94	19.54	19.17	9.74	12.34	11.16	24.82	26.59	19.6
KA4	18.19	18.94	18.94	19.73	20.27	20.1	7.02	8.48	7.84	13.23	18.09	14.89
KA5	15.68	15.79	15.72	18.56	18.7	18.62	18.16	19.10	18.50	24.60	25.24	29.64
M1	16.99	18.26	17.60	18.50	19.4	18.95	6.14	8.97	7.67	11.19	15.55	13.71
M2	13.60	13.84	13.70	16.64	16.83	16.74	21.57	23.74	22.55	30.45	33.78	31.61
M3	16.15	16.62	16.37	18.04	18.35	18.18	10.38	11.68	11.03	17.58	19.23	18.4
M4	12.75	14.02	13.28	15.34	15.77	15.53	13.1	22.01	17.12	15.66	28.34	22.94

Çizelge 7. İncelenen örneklerin P-dalga hızı, Schmidt sertliği, nokta yük indeksi ve ıslak kararlılık indeksi değerleri.

Örnek No	P-dalga hızı V_p (m/sn)			Schmidt sertliği SHV			Nokta yük indeksi $Is(50)$ (MPa)			Islak kararlılık indeksi $Id2$ (%)		
	Min.	Mak.	Ort.	Min.	Mak.	Ort.	Min.	Mak.	Ort.	Min.	Mak.	Ort.
K1	1978.41	2067.13	2022.39	44	46	45.2	1.55	1.96	1.63	98.72	98.98	98.85
K2	1153.91	1276.86	1209.98	30	32	30.8	0.56	0.65	0.61	91.3	91.49	91.4
K3	904.13	1137.42	1042.49	25	32	27.8	0.4	0.53	0.45	91.95	92.04	91.99
K4	1882.96	2165.93	2001.65	39	44	42	1.58	1.8	1.67	97.41	97.49	97.45
K5	2058.49	2271.74	2172.83	43	48	45.4	1.2	1.33	1.26	96.31	96.81	96.56
K6	1110.26	1471.54	1301.15	22	26	24.6	0.54	0.78	0.66	90.33	91.89	91.11
K7	2096.49	2587.91	2415.82	36	39	37.4	1.77	2.00	1.89	95.18	95.89	95.54
K8	1608.06	1664.34	1619.59	33	37	34.6	0.75	0.90	0.82	90.83	91.85	91.34
K9	1089.76	1408.87	1261.57	34	37	35.8	0.71	0.87	0.77	93.27	93.82	93.54
K10	2485.47	2562.61	2514.17	48	50	49.2	2.65	2.94	2.82	98.82	99.11	98.97
K11	2623.66	2772.47	2707.84	47	51	49.4	2.17	2.50	2.26	98.22	98.32	98.27
G1	1430.83	1535.86	1483.72	42	46	43.6	0.89	0.97	0.92	97.12	97.89	97.51
KA1	2218.13	2323.62	2286.10	28	31	29.2	0.89	0.96	0.94	91.49	92.89	92.19
KA2	2479.55	2631.07	2540.06	30	32	31.2	1.66	1.88	1.78	92.61	92.76	92.68
KA3	2635.38	2885.38	2744.7	40	42	40.6	1.72	1.87	1.79	97.61	97.72	97.66
KA4	3186.55	3334.86	3287.8	41	42	41.2	2.88	3.02	2.92	98.4	98.53	98.46
KA5	2223.24	2252.37	2238.49	32	33	32.2	1.04	1.28	1.12	94.1	95.06	94.58
M1	3275.63	3455.85	3347.31	46	52	49.2	2.14	2.36	2.2	96.46	96.68	96.57
M2	1777.78	2420.00	2108.32	42	48	45.8	1.00	1.07	1.02	94.35	94.43	94.39
M3	1812.81	2310.90	2100.79	38	48	43.6	1.34	1.68	1.50	97.97	98.41	98.19
M4	2347.76	2763.46	2538.89	36	43	39	1.14	1.38	1.21	96.55	96.01	96.28

6. VERİLERİN DEĞERLENDİRİLMESİ

İncelenen örneklerle ait bazı petrografik özellikler kullanılarak tanımlanan tane matriks oranı (GMR) ile aynı örneklerin jeomekanik özellikleri arasında istatistiksel bir ilişkinin olup olmadığı basit regresyon analizleri ile araştırılmıştır. Yapılan analizlerde, deneysel verilerin aritmetik ortalamaları kullanılmıştır.

Çizelge 7. Kızılkaya ignimbiritlerinin tane matriks oranları (GMR) ile jeomekanik özellikleri arasındaki ilişkilere ait korelasyon katsayıları.

Özellik	γ_d	γ_s	w_a	n_c	V_p	SHV	$I_{s(50)}$	I_{d2}
GMR	0.92	0.91	0.87	0.75	0.81	0.84	0.77	0.89

Petrografik özelliklerden elde edilen tane matriks oranı (GMR) ile deneysel verilerden elde edilen değerlere göre (çalışma kapsamındaki derlenen bütün örneklerin kullanılması ile) yapılan analizlerde düşük korelasyon katsayıları elde edilmiştir. Bunda bölgedeki piroklastiklerin farklı oluşum ve farklı litolojik özellikler sunması en etkin faktör olarak düşünülmüştür. Bu nedenle birimler, ayrı ayrı değerlendirilerek yapılan analizlerde nispeten daha anlamlı istatistiksel ilişkiler elde edilmiştir. Bu yüzden Kavak ignimbiritlerine ait kaynaşmamış örnekler ile farklı litolojik özellikler gösteren Melendiz Volkanitlerine ait tüfler ve Kızılkaya ignimbiritine ait K10 ve K11 örnekleri ile Gördeles ignimbiritine ait G1 örneği, kaynaşma özellikleri nispeten farklı olduğundan istatistiksel analizlerde kullanılmamıştır. Yapılan analizlerde en anlamlı ilişkiler, Kızılkaya ignimbiritlerinden alınan kaynaşma oranı nispeten yüksek örneklerden elde edilmiştir.

İgnimbiritlerin tane matriks oranları ile kuru ve doymuş birim hacim ağırlıkları arasında yapılan analizler sonucu, yüksek anlamlılık derecesine sahip bir ilişki elde edilmiştir. Tane matriks oranları ile kuru ve doymuş birim hacim ağırlıklar arasında yapılan istatistiksel analizin korelasyon katsayıları $r = 0.92$ ve $r = 0.91$ olup, aralarında doğrusal bir ilişki bulunmaktadır (Şek. 7). Elde edilen ilişkiye göre tane matriks oranı yüksek olan ignimbiritlerin, birim hacim ağırlık değerleri de yüksektir.

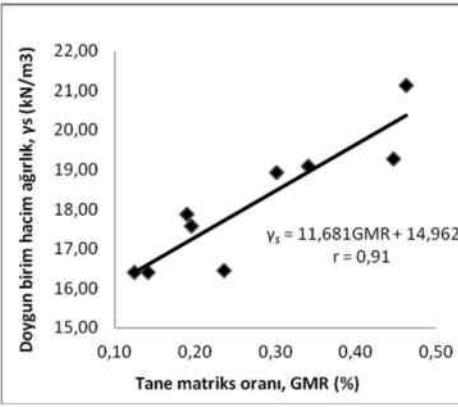
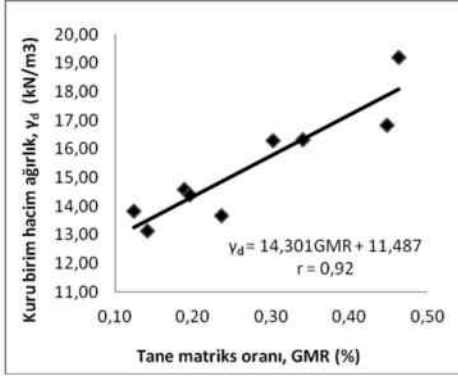
İgnimbiritlerin tane matriks oranları ile su emme oranı arasında ters bir ilişki bulunmakta olup, korelasyon katsayısı $r = 0.87$ dir. Elde edilen ilişkiye göre, tane matriks oranları yüksek

Regresyon analizlerinden elde edilen tüm ilişkilere ait korelasyon katsayıları, korelasyon matrisi halinde sunulmuştur (Çizelge 7). Elde edilen ilişkilere korelasyon katsayısının yüksek olanları grafikler halinde sunulmuş ve bu ilişkilere ait ilişkiler grafikler üzerinde gösterilmiştir (Şek. 7-10).

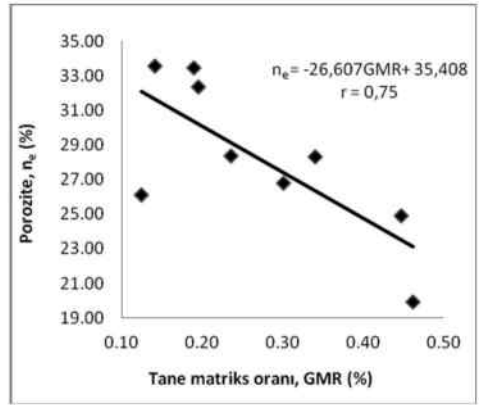
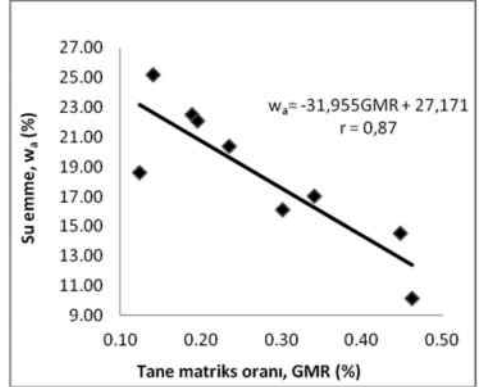
ignimbiritlerin su emme oranları düşük değerler sunmaktadır (Şek. 8). Tane matriks oranı yüksek olan ignimbiritlerin kompakt ve yoğun olması nedeniyle su emme değerlerinin daha düşük olduğu düşünülmektedir. İgnimbiritlerin tane matriks oranları ile efektif porozite oranı arasında ters bir ilişki bulunmakta olup, korelasyon katsayısı $r = 0.75$ dir (Şek. 8). Korelasyon katsayısının çok yüksek olmamasında, ignimbiritlerin oluşumu esnasında oluşan boşluklar haricinde düzensiz ikincil boşlukların var olmasının etkin olduğu düşünülmektedir.

İgnimbiritlerin tane matriks oranları ile P-dalgı hızı değerleri arasında doğrusal bir ilişki bulunmakta olup, korelasyon katsayısı $r = 0.81$ dir (Şek. 9).

Korelasyon katsayısının çok yüksek olmamasının kaynaç içerisindeki boşlukların değişken, homojenliğinin düşük ve bazı örneklerde kaynaşmanın farklı olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. İgnimbiritlerin tane matriks oranları ile Schmidt geri sıçrama değerleri arasında yapılan analizler sonucu, nispeten yüksek anlamlılık derecesine sahip bir ilişki elde edilmiştir. Tane matriks oranları ile Schmidt geri sıçrama değerleri arasında yapılan istatistiksel analizin korelasyon katsayısı $r = 0.84$ olup, bu iki özelliğin arasında doğrusal bir ilişki bulunmaktadır (Şek. 9). Elde edilen ilişkiye göre tane matriks oranı yüksek olan ignimbiritlerin, Schmidt geri sıçrama değerleri de yüksektir.



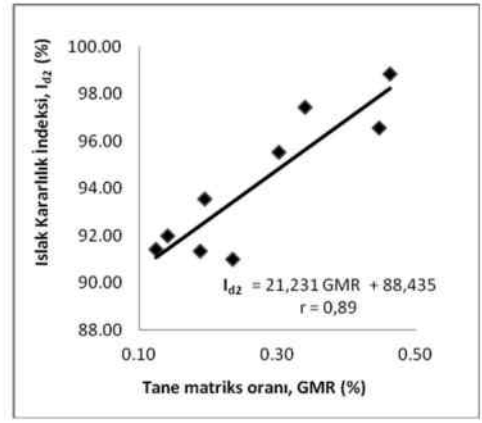
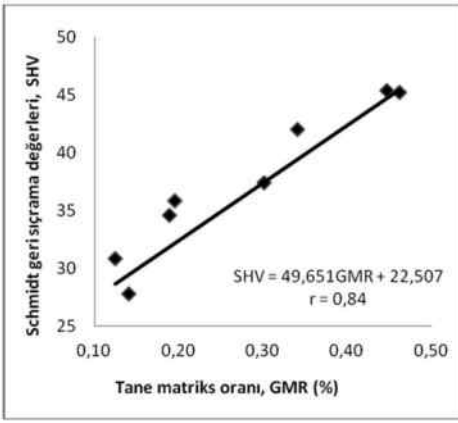
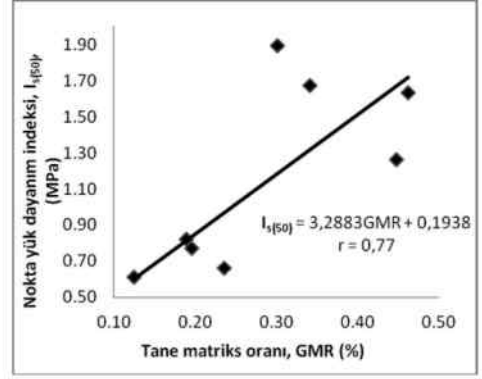
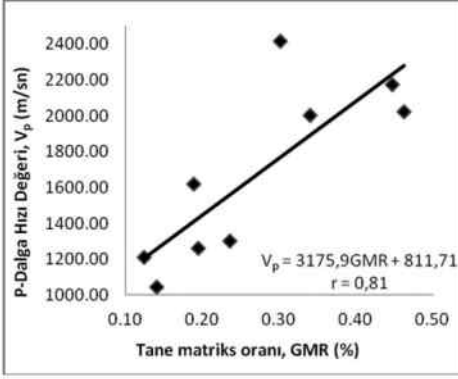
Şekil 7. Tane matris oranı ile a) Kuru ve doğru birim hacim ağırlıklar arasındaki ilişki.



Şekil 8. Tane matris oranı ile a) Su emme b) Porozite arasındaki ilişki.

İgnimbiritlerin tane matris oranları ile nokta yükü dayanım indeksi değerleri arasında korelasyon katsayısı $r = 0,77$ olan doğrusal bir ilişki elde edilmiştir (Şek. 10). Bu iki özellik arasında korelasyon katsayısının nispeten düşük olması, ilişkinin de çok anlamlı olamayacağını ortaya koymaktadır. İgnimbiritlerin tane matris oranları ile suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyinden elde edilen değerler arasında doğrusal ve daha yüksek anlamlılıkta bir ilişki bulunmakta olup, korelasyon katsayısı $r = 0,89$ 'dur (Şek. 10). Elde edilen ilişkilere göre tane matris oranı yüksek olan ignimbiritlerin, nokta yükü dayanım indeksi ile ıslak kararlılık indeksleri de yüksektir.

Moon (1993a), ignimbiritlerin jeomekanik özelliklerini etkileyen birincil faktörün matrisin içyapısı olduğunu, tek eksenli sıkışma dayanımı ve suda dağılmaya karşı duraylılığın, hamurdaki malzemelerin paketlenmesi ve birbirleriyle temas halinde olup olmaması tarafından kontrol edilmekte ve bunun da doğal kaynaşma olayının bir sonucu olduğunu belirtmiştir. Kristal ve tane boyutunun ise tek eksenli sıkışma dayanımı üzerinde ikincil olarak etkili olduğunu vurgulamışlardır.



Şekil 9. Tane matris oranı ile a) P dalga hızı b) Schmidt geri sırma değerleri arasındaki ilişki.

Şekil 10. Tane matris oranı ile a) nokta yükü dayanım indeksi b) ıslak kararlılık indeksi arasındaki ilişki.

7. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, Kapadokya yöresinde geniş yayılımları bulunan Kızıl kaya, Kavak ve Gördeles ignimbiritlerinden ve Melendiz Volkanitlerine ait litik tüf özellikleri gösteren örnekler üzerinde ayrıntılı araştırmalar yapılmıştır. Örneklerin petrografik özellikleri kullanılarak tane matris oranı (GMR) tanımlanmıştır. Bu oran ile taze örneklerden elde edilen jeomekanik özellikler arasında basit regresyon analizleri yapılarak ilişkiler tanımlanmaya çalışılmıştır. Çalışma kapsamında farklı özelliklerde ve litolojilerdeki piroklastik örneklerin tümünün kullanılmasıyla yapılan analizlerde anlamlı ilişkiler elde edilememiştir. Bunda örneklerin farklı oluşum ve farklı kaynaşma oranı sunmalarının etkin olduğu düşünülmüştür. Kaynaşma oranı yüksek olan Kızıl kaya ignimbiritlerinden elde edilen tane

matris oranı (GMR) ile jeomekanik özellikleri arasında anlamlı sayılabilecek ve mühendislik uygulamaları için önerilebilecek ölçüde ilişkiler elde edilmiştir.

KATKI BELİRTME

Bu çalışma, Niğde Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Birimince, FEB 2010/10 ve FEB 2010/19 no.lu projelerden desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- Atabey, E., Göncüoğlu, M.C. ve Turhan, N., 1990. 1/100 000 ölçekli açınama nitelikli Türkiye jeoloji haritaları serisi No: 33 Kozan - J 19 Paftası.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., and Yüzer, E., 1999. Man-made structures in Cappadocia, Turkey and their implications in

- rock mechanics and rock engineering. ISRM News Journal, 6 (1), 63-73.
- Aydan, Ö. and Ulusay, R., 2003. Geotechnical and geoenvironmental characteristics of man-made underground structures in Cappadocia. Turkey. Engineering Geology, 69, 245-272.
- Aydan, Ö., Tano, H., Watanabe, H., Ulusay, R. ve Tuncay, E., 2007a. Kapadokya bölgesinde antik ve güncel kaya yapılarının kaya mekaniği açısından değerlendirilmesi. Kapadokya Yöresinin Jeolojisi Sempozyumu, 17-20 Ekim 2007 Niğde, Bildiriler Kitabı, 1-12.
- Aydan, Ö., Tano, H., Ulusay, R., Kumsar, H. ve Yenipınar, H., 2007b. Derinkuyu yeraltı şehrinin uzun süreli yapısal duraylılığı ve çevre koşullarının incelenmesi üzerine deneysel bir çalışma. Kapadokya Yöresinin Jeolojisi Sempozyumu, 17-20 Ekim 2007 Niğde, Bildiriler Kitabı, 24-34.
- Batum, İ., 1978, Nevşehir Güneybatısındaki Göllüdağ ve Acıgöl Volkanitlerinin jeokimyası ve petrografisi; H.Ü. Yerbilimleri Dergisi, C.4, Sayı 1-2, S. 27-34.
- Beekman, P.H., 1966. The Pliocene and Quaternary volcanism in the Hasandağ-Melendizdağ region. MTA Bull., Vol. 66, 99-106.
- Besang, C., Eckhardt, F. J., Harre, W., Kreuzer, H. und Müller, P., 1977. Radiometrische Altersbestimmungen an Neogenen Eruptivgesteinen der Türkei. Geol. Jb. B 25, 3-36.
- Chaput, E., 1936, Voyages d'études géologiques et géomorphologiques en Turquie: Mem. Ins. Français d'Archeol. Stamboul, 2, 312 s., Paris.
- De Witte, E., Terfve, A., Koestler, R.J. and Charola, A.E., 1988. Conservation of the Göreme rock: preliminary investigations, Proc. 6th. Int. Cong. on Deterioration and Conservation of Stone, Torun, Poland, pp. 346-355.
- Ercan, T., Tokel, S., Can, B., Fişekçi, A., Fujitani, T., Notsu, K., Selvi, Y., Ölmez, M., Matsuda, J. I., Ul, T., Yıldırım, T. ve Akbaşlı, A., 1990. Hasandağ-Karacadağ (Orta Anadolu), dolaylıındaki Senozoyik yaşlı volkanizmanın kökeni ve evrimi. Jeomorfoloji Dergisi, 18, 39-54.
- Ercan, T., Tokel, S., Matsuda, J., Ul, T., Notsu, K. and Fujitani, T., 1992. New geochemical isotopic and radiometric data of the Quaternary volcanism of Hasandağ-Karacadağ (Central Anatolia). TJK Bülteni, 7, 8-21.
- Erdogan, M., 1986. Nevşehir-Ürgüp yöresi tüflerinin malzeme jeolojisi açısından araştırılması. İ.T.Ü. Maden Fak., Doktora Tezi, 100 s (yayımlanmamış).
- Erguvanli, A.K. and Yüzer, A.E., 1977. Past and present use of underground openings excavated in volcanic tufts at Cappadocia area, Proc. on Rock Storage, Oslo, Norway, pp. 15-17.
- Ergüler, Z. A., 2009. Field-Based Experimental Determination Of The Weathering Rates Of The Cappadocian Tufts, Engineering Geology 105 (3-4): 186-199.
- Gökçeoğlu, C., Ulusay, R. and Sönmez, H., 2000. Factors affecting the durability of selected weak and clay-bearing rocks from Turkey, with particular emphasis on the influence of the number of drying and wetting cycles. Engineering Geology 57 (3-4), 215-237.
- Göncüoğlu, M.C. and Toprak, V., 1992, Neogene and Quaternary volcanism of central Anatolia: a volcano-structural evolution, Bulletin de la Section de Volcanologie, So. Geol. France, 26, 1-6.
- Güleç, N., Toprak, V. and Arcasoy, A., 1997. Evaluation of Melendiz Volcanic Complex using remote sensing and geographic information systems. ODTU-AFP: 97-03-09-02, 84 s.
- Hamilton, W. J., 1842, Researches in Asia Minor, Pontus and Armenia: Londra, 2.
- Innocenti, F., Mazzuoli, G., Pasquare, F., Radicati Di Brozolo, F. and Villari, L., 1975. The Neogene calcalkaline volcanism of Central Anatolia; geochronological data on Kayseri-Niğde area. Geol. Mag. 112 (4), 349-360.
- Innocenti, F., Manetti, P., Mazzuoli, R., Peccerillo, A. and Poli, G., 1982, Neogene and Quaternary volcanism in Anatolia and North-Western Iran, In: Andesite, Ed: Thorpe, John Willey and sons, 327-349.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: R. Ulusay and J.A. Hudson (Eds.), Suggested Methods prepared by the Commission on Testing Methods, International Society for Rock Mechanics. ISRM Turkish National Group, Ankara, Turkey. 628 pp.
- Korkanç, M., 2007. İgnimbritlerin Jeomekanik Özelliklerinin Yapı Taşı Olarak Kullanımına Etkisi: NevşehirTaşı, Jeoloji Mühendisliği Dergisi, 31 (1), s.49-60.
- Le Pennec, J.L., Bourdier, J.L., Froger, Temel, A., Camus, G. and Gourgaud, A., 1994. Neogene ignimbrites of the Nevşehir plateau (Central Turkey): stratigraphy, distribution and source constraints. J. Volcanol. Geotherm. Res. 63, 59-87.
- Le Pennec J.L., Temel, A., Froger, J.L., Sen, S., Gourgaud, A. and Bourdier, J.L., 2005. Stratigraphy and age of the Cappadocia ignimbrites, Turkey: reconciling field constraints with paleontologic, radiochronologic, geochemical and paleomagnetic data. Journal of Volcanology And Geothermal Research 141 (1-2), 45-64.
- Moon, V.G., 1993a, Geotechnical characteristics of ignimbrite: A soft pyroclastic rock type, Eng. Geol., 35(1/2): 33-48
- Moon, V.G., 1993b, Microstructural controls on the geomechanical behaviour of ignimbrite, Eng. Geol., 35(1/2): 19-31.
- Pasquare, G., 1966. Outlines of the Neogene and Quaternary volcanism of Asia Minor. Accad. Naz. Dei Linc., 40, 1077-1085.
- Pasquare, G., 1968. Geology of Cenozoic volcanic area of Central Anatolia. Memorie: Roma, Academia Nazionale Dei Lincei, 55-204.
- Pasquare, G., Poli, S., Vezzoli, L. and Zanchi, A., 1988. Continental arc volcanism and tectonic setting in Central Anatolia, Turkey. Tectonophysics 146, 217-230.
- Schumacher, U. M. and Schumacher, R., 1996. Problems in stratigraphic correlation and new K-Ar data for ignimbrites from Cappadocia, Central Turkey. International Geology Review 38, 737-746.
- Tchihatcheff, P., 1867, Asie mineure, IV, Geologie I, Paris.
- Temel, A., Gündoğdu, M.N., Gourgaud, A. and Le Pennec, J.L., 1998. Ignimbrites of Cappadocia (Central Anatolia, Turkey): petrology and geochemistry. J. Volcanol. Geotherm. Res. 85, 447-471.
- Tokel, S., Ercan, T., Akbaşlı, A., Yıldırım, T., Fişekçi, A., Selvi, Y., Ölmez, M. and Can, B., 1988, Orta Anadolu Neogene tholeiitic province of Central Anatolia; Implication for magma genesis and Post-Collision Lithospheric dynamics: Metu Jour. Pure Appl. Scien., 21/1-3, 461-477.
- Topal, T., 1995. Formation and deterioration of fairy chimneys of the Kavak tuff in Ürgüp-Göreme area (Nevşehir-Turkey). PhD Thesis, METU, Ankara, 250 p (Unpublished).
- Topal, T. and Doyuran, V., 1997. Engineering geological properties and durability assessment of the Cappadocian tuff. Engineering Geology, 47, 175-187.

- Toprak, V. and Göncüoğlu, M. C., 1993, Tectonic control on the development of the Neogene-Quaternary Central Anatolian volcanic province, Turkey, *Geological Journal*, 28, 357-369.
- Tromp, S.W., 1942, Niğde-İncesu-Kızılırmak ve Tuzgölü sahaları arasında jeolojik etüd: MTA rapor No: 1456.
- Tuğrul A. and 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. ve Aydan, Ö., 2007. Kapadokya bölgesinde bazı yeraltı açıklıklarındaki tüflerin kaya mühendisliği açısından değerlendirilmesi. Kapadokya Yöresinin Jeolojisi Sempozyumu, 17-20 Ekim 2007 Niğde, Bildiriler Kitabı, 13-23.
- Türkecan, A., Akçay, A. E., Satır, M., Dönmez, M. ve Ercan, T., 2003. Melendiz Dağları (Niğde) volkanizması. 56. Türkiye Jeoloji Kurultayı, Bildiri Özleri Kitabı, 16-17.
- Ulusay, R., Akagi, T., Ito, T., Seiki, T., Yüzer, E. and Aydan, Ö., 1999. Long term mechanical characteristics of Cappadocia tuff. *Proceedings of the 9th ISRM International Congress*, G.Vouille and P. Berest (eds.), Paris, France, A.A. Balkema, 687-690.
- Ulusay, R., Gökçeoğlu, C., Topal, T., Sönmez, H., Tuncay, E., Ergüler, Z.A. and Kaşmer, Ö., 2006. Assessment of environmental and engineering geological problems for the possible re-use of an abandoned rock-hewn settlement in Urgüp (Cappadocia), Turkey. *Environmental Geology*, 50, 473-494.
- Viereck, G.L., Lepetit, P., Ganskow, G. and Gürel A., 2006. The volcanic stratigraphy of Cappadocia, Central Anatolia. *EGU General Assembly 2006*, Vienna, Geophysical research Abstracts Vol. 8, 10301.
- Westerveld, J., 1956, Phases of Neogene and Quaternary volcanism in Asia Minor: *Cong. Geol. Inter. XX Sec. 1*, Mexico.

Sivas Şifahiye Medresesinde kullanılan kireçtaşlarının jeomekanik özellikleri

Geomechanical characteristics of limestones used in Sivas Şifahiye Madrassah

S. Yüksek, Y. Gül & A. Demirci

Cumhuriyet Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 58140, Sivas

ÖZET: Taş bloklar ve mermerler, tarihi eserlerin ana yapı malzemesidir. Bu kayaçların dayanımı veya kaya mekaniği özellikleri, zamanla değişmektedir. Bakım, onarım ve yenileme çalışmalarında yerinde taşların dayanım özelliklerinin belirlenmesi ve kullanılan taşın kaynağının bilinmesi önemlidir. Bu çalışmada, Sivas Şifahiye medresesi duvarlarında kullanılan taşların fiziksel ve elastik özelliklerindeki değişimler, yerinde üç farklı dolaylı metotla ölçülmüştür. Ölçüm yapılan taş bloklar, ayrı ayrı değerlendirilerek ayrışma formu ve tahribat/bozulma kategorileri oluşturulmuştur. Buna ilaveten halen onarım ve yenileme çalışmaları devam eden bu tarihi yapıdan çıkarılan ayrılmış/bozunmuş kaya bloklarından alınan numuneler üzerinde bazı kaya mekaniği deneyleri gerçekleştirilmiştir. Ayrıca tarihi yapıda kullanılan taşların petrografik incelemesi yapılarak kaynak taş ocağının yeri belirlenmiştir. Bu taşocağından alınan örnekler üzerinde de bir dizi kaya mekaniği deneyleri (Basınç dayanımı, eğilme dayanımı, dolaylı çekme, aşınma direnci, sertlik vb.) yapılmıştır. Eski ve yeni olarak adlandırılan kireçtaşlarının dayanım özellikleri belirlenmiş ve karşılaştırması yapılmıştır.

ABSTRACT: Stone blocks and marbles are building materials of historical monuments. Durability of the rocks changes in times. In the restoration works, it is important to diagnose durability of stones used in monuments and source quarries. In this study, three non destructive methods applied on Sivas Şifahiye Madrassah gate façades in order to determine variations of physical and elastic properties of the stone blocks. Each stone block has been evaluated to develop weathering forms and damage categories. In addition to this some rock mechanical tests have been carried out on weathered and damaged stone blocks samples gathered from the monuments. Additionally petrographic analyses have been carried out on the stones and the source quarries were identified. Also some rock mechanical tests (UCS, flexural strength, indirect tensile strength, hardness etc.) have been carried out on the rocks gathered from the quarries. Durability of the stones named old and new stone have been determined and evaluated.

1 GİRİŞ

İlk çağlardan günümüze kadar yapıların inşasında taş, mermer ve tuğla gibi doğal malzemeler kullanılmıştır. Bu endüstriyel maden hammaddeleri eskiden olduğu gibi günümüzde de maden işletme yöntemleri kullanılarak üretilmekte ve işlenmektedir. Tarihi eserlerde kullanılan doğal taş ve mermerler, zamanla doğal ve yapay çevresel etkilerle kirlenmekte, bozulmakta, ayrılmakta ve dolayısıyla bu malzemelerin dayanımları azalmaktadır. Bundan dolayı kültürel ve tarihi

önemi olan antik eserlerin korunması, onarımı, bakımı, restorasyonu ve rehabilitasyonu gibi yenileme ve iyileştirme çalışmaları, ulusal (Vakıflar Müdürlüğü gibi) ve uluslararası (Unesco) organizasyonlar denetiminde yürütülmektedir. Antik eserlerin korunmasında ve yaşatılmasında değişik disiplinlerden araştırmacılar tarafından çok sayıda bilimsel ve mühendislik çalışmaları yapılmaktadır. Uluslararası kaya mekaniği derneği (ISRM) öncülüğünde antik yerlerin korunması üzerine sempozyum (ISCAS 2008) ve çalışma toplantıları (ARMS6 2010) düzenlenmiştir. Bilimsel ve teknik çalışmaların bir kısmı tarihi

yapılarda kullanılan taşlardaki ayrışma ve bozulmanın teşhisine dönük kaya mekaniği araştırmaları olurken (Fintzner 2004, Jakobs 2007, Smith & Prikryl 2007, Aoki & Matsukuru 2007, Fujii vd. 2009, Tuğrul & Zarif 2000), bir kısmı da onarım, iyileştirme ve korumaya yönelik (Caro & Di Giulio 2007, Figueiredo vd. 2007, Warke vd. 2003, Scherer vd. 2001) çalışmalar olmaktadır.

Kayaçların kaya mekaniği özelliklerinin belirlenmesinde dolaylı ve tahribatsız metotların kullanılması, günümüzde daha yaygın olmaya başlamıştır. Özellikle numune alınamayan veya numune alınmasına izin verilmeyen tarihi yapılardaki kayaçların dayanımının tahmininde dolaylı tahribatsız metotların uygulanması, kaçınılmaz olmuştur. Bu tahribatsız veya az tahribatlı yöntemlerden en yaygın olanları; ultrasonik hız ölçümü, değişik tip ekipmanlarla sertlik ölçmeleri ve fotogrametrik yöntemlerdir. Çoğunlukla kayaçların basınç dayanımının dolaylı olarak tahmininde schmidt çekici sertliği ve ultrasonik hız ölçümleri, hem laboratuvarda hem de arazide yürütülmüş ve farklı kayaçlar için grafiksel ve matematiksel ilişkiler geliştirilmiştir (Deer & Miller 1966, Katz vd. 2000, Kahraman 2001, Sharma & Singh 2008, Yaşar & Erdoğan 2004, Başarır & Kumral 2004).

Bu çalışma kapsamında Sivas Şifahiye Medresesi cephe duvarlarında kullanılan taşların ayrışma ve bozunma durumları tanımlanmış ve kaya mekaniği özellikleri, dolaylı ve doğrudan yöntemlerle tahmin edilmiştir. Taşların petrografik incelemeleri de yapılarak kaynak taş ocağının yeri araştırılmış ve belirlenmiştir.

Yerinde ölçümlerin yapıldığı Şifahiye Medresesi, Selçuklu hükümdarı I. İzzettin Keykavus tarafından 1217 yılında dönemin hastanesi olarak yaptırılmıştır. 1768'de üniversiteye dönüştürülen Şifahiye Medresesi'nin dış boyutları 48 m x 68 m iç avlusu 22 m x 32 m olup, dış cephelerde fosilli kireçtaşı, traverten ve sütunlarda beyaz mermer kullanılmıştır. Şekil 1'de Çifte Minare ile birlikte Şifahiye Medresesi görülmektedir. Ölçümler, tarihi eserde en çok kullanılan kireçtaşlarının üzerinde yapılmıştır.

2 YERİNDE TAHRİBATSIZ ÖLÇÜMLER

Yerinde ölçümler, medrese giriş kapısı sol cephedeki 36 blok üzerinde yapılmıştır. Bloklar üzerinde sistematik olarak, ultrasonik hız, Equotip ve Schmidt sertlik ölçümleri gerçekleştirilmiştir.



Şekil 1. Çifte Minare ve Şifahiye Medresesi'nin genel görünümü.

Ultrasonik hız ölçümlerinde konik proplar kullanılmış ve blok boyutlarına bağlı olarak 50 mm, 100 mm, 150 mm ve 200 mm mesafelerde dört farklı doğrultuda okuma yapılmıştır. Benzer şekilde Equotip sertlik ölçme cihazı ile blok yüzeylerine dik konumda sertlik ölçümleri yapılmıştır (Şek. 2). Ölçümler, blok boyutlarına bağlı olarak en az 4 en fazla 15 farklı noktada gerçekleştirilmiş ve her noktada on olmak üzere toplam 2150 okuma elde edilmiştir. Arazi ölçümlerinde yaygın olarak kullanılan Schmidt çekici ile aynı bloklar üzerinde yatay konumda en az 2 en fazla 7 farklı noktada ve her noktada 10 ölçüm olmak üzere toplam 1620 sertlik değeri ölçülmüştür. Toplam 36 blok üzerinde yapılan ölçümler değerlendirilmiş ve sonuçları istatistiksel olarak Çizelge 1'de verilmiştir. Üç farklı yöntemle yapılan ölçümlerin ortalama değerleri her bir bloğu temsil edecek şekilde ölçekli olarak blok orta noktalarına atanmıştır (Şek. 3).

Çizelge 1. Yerinde tahribatsız ölçüm sonuçları.

	Ultrasonik hız Vp (km/s)	Schmidt Sertlik Değeri	Equotip Leep Sertlik Değeri
Maksimum	1.81	49.52	497
Minimum	0.61	22.00	266
Ortalama	1.22	36.10	369
Varyans	0.08	28.62	3441
Standart sapma	0.28	5.35	59



Şekil 2. Equotip sertlik cihazı ile ölçüm.



Şekil 3. Ölçüm yapılan cephe ve ortalama Ultrasonik hız, Schmidt ve Equotip sertlik değerleri.

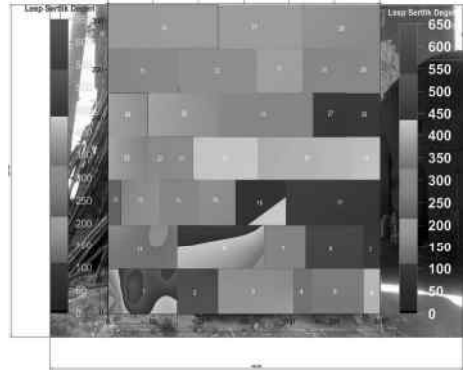
Şekil 3'te görüldüğü gibi üstte blok numarası, sağda equotip sertliği, alta schmidt sertlik değeri ve solda ultrasonik hız değerleri yer almaktadır. Her bir bloktaki okuma noktaları ölçekli şekilde koordinatlandırılarak kriging interpolasyon yöntemiyle iki boyutlu ultrasonik hız ve sertlik dağılım haritaları oluşturulmuştur. Bu haritalardan equotip sertlik değerlerine göre oluşturulan sertlik dağılımları Şekil 4'te görülmektedir.

Yerinde ölçümlerden elde edilen veriler değerlendirilerek her bir blok için ayrışma kategorileri oluşturulmuştur. Her üç ölçüm yöntemine göre blokların çoğu “çok ayrılmış” ve “çok fazla ayrılmış” olarak sınıflandırılmıştır.

Equotip değerlerine göre yapılan ayrışma sınıflandırmaları Çizelge 2'de görülmektedir. Bu değerlerden hareketle bir indeks sistemi oluşturulmuştur. Bu sisteme göre 80-100 indeks oranı taze kayacı, 60-80 çok az ayrılmış kayacı, 40-60 çok ayrılmış kayacı, 20-40 çok fazla ayrılmış ve 0-20 indeks aralığı ise tamamen

ayrışmış olarak derecelendirilmiştir. Yapılan bu sınıflamaya göre sözkonusu ölçüm yapılan medrese cephesindeki blokların çoğu “çok ayrılmış” kategorisinde yer almıştır. Böylece bu blokların restorasyonun titizlikle yürütülmesi gerektiği ortaya konmuştur.

Tahribatsız ölçümlerden başka aynı cephe duvarındaki blokların resmi çekilerek bilgisayar ortamına aktarılmıştır. Birebir ölçekli olarak bloklardaki taş kaybı yüzey alanları hesaplanmış, her bir bloğun yüzdesel taş kayıpları belirlenmiş ve haritalanmıştır. Hesaplanan yüzey alanlarına göre, 18, 19, 21, 30 ve 34 numaralı bloklardaki taş kaybı oranları alansal olarak % 50'den daha fazla olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 4. Equotip sertlik dağılım haritası.

Çizelge 2. Equotip Sertlik Değerlerine Göre Ayrışma Sınıflaması.

Ayrışma Derecesi	Equotip Sertlik Değeri	Equotip Sertlik İndeksi	Blok Numaraları
Taze kayac	>600	>80	-
Çok az Ayrışmış	450-600	60-80	1, 2
Çok Ayrışmış	300-450	40-60	3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 36
Çok Fazla Ayrışmış	150-300	20-40	12, 34, 35
Tamamen Ayrışmış	<150	<20	-

3 LABORATUVAR ÖLÇÜMLERİ

2.1 Petrografik tanımlama

Şifahiye medresesinin inşasında, kireçtaşı, traverten ve mermer olmak üzere üç farklı kayaç kullanılmıştır. 1982 ve 1986 onarım çalışmalarında güney, batı ve doğu cephelerde sarı, pembe ve gri renkli tüfler kullanılmıştır. Medrese giriş kapısında işlemler, fosilli beyaz kireçtaşları üzerine yapılmıştır. Ayrıca bu kireçtaşları, medresenin tüm cephe duvarlarında da kullanılmıştır. 2008 yılında başlayan ve halen devam eden restorasyon ve onarım çalışmalarına tabi medreseden değişimi yapılan veya atılmış blok ve taş boyutlu numuneler alınarak laboratuvara getirilmiştir. Ölçümlerin yapıldığı cepheyi temsil eden örneklerin petrografik tanımlaması için ince kesitler hazırlanmıştır.

Yapılan mikroskopik incelemelerden kullanılan kayacın kalsit egemen “biyosparitik kireçtaşı” olduğu tespit edilmiştir (Bozkaya, 2011). Numunelerin bol miktarda alt Miyosen yaşlı makro (lamellibrans ve ekinid) ve mikro(foraminifer-miogypsina) boyutta fosilleri içerdiği görülmüştür (Erdem, 2011). Benzer şekilde Sivas merkeze 5 km uzaklıkta İşhan köyü kuzeyinde yer alan eski taş ocaklarından blok numuneler alınmış ve kaya mekaniği laboratuvarına getirilmiştir. Yapılan makroskopik ve mikroskopik incelemelerden buradaki taşların da kalsit egemen “biyosparitik kireçtaşı” tanımlaması yapılmıştır. Ocak içerisindeki aynalarda ve taş numunelerde de makro boyutta lamellibrans ve ekinid fosilleri görülmüştür. Taze kayaçların mikroskopik incelemelerinde Şifahiye medresesinden alınan numunelerde görülen benzer foraminifer fosilleri belirlenmiştir. Böylece Selçuklu döneminde yapılan Medresede kullanılan taşların çıkarıldığı kaynak taş ocağı tespit edilmiştir. Ancak restorasyon çalışmalarında bu taş ocağındaki taşlar kullanılmamıştır.

2.2 Kaya mekaniği deneyleri

Petrografik tanımlaması yapılan biyosparitik kireçtaşı bloklarından kaya mekaniği deneyleri için standartlara uygun silindirik ve küp numuneler hazırlanmıştır. Şifahiye medresesinden alınan kayaçlardan üretilen numuneler “eski”, İşhan taşocağından alınan bloklardan hazırlanan karotlar “yeni” şeklinde adlandırılmıştır. Deneyler ISRM (1981), ve TS 699 (2009) standartlarına uygun şekilde yapılmıştır. Söz konusu kayaç gruplarının

indeks ve mekanik özelliklerine ait ortalama değerleri Çizelge 3’te özetlenmiştir.

Çizelge 3. Eski ve Yeni Kireçtaşlarının Kaya Mekaniği Deney Sonuçları.

Özellikler	Yeni Kireçtaşı	Eski Kireçtaşı	Değişim oranı(%)
Tabii Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	25.31	20.26	20
Kütlece Su Emme (%)	1.365	11.619	751
Etkili Gözeneklilik (%)	3.646	17.398	377
Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)	55.763	14.252	74
Elastisite Modülü (GPa)	25.012	11.283	55
Eğilme Dayanımı (MPa)	6.121	3.107	49
Dolaylı Çekme Dayanımı (MPa)	3.308	1.153	65
Nokta Yükleme Dayanımı (I _{s50}) (kN/m ²)	753	193	74
Darbe Dayanımı (kgf-cm/cm ²)	7.939	3.982	50
Schmidt Sertliği	50.20	36.10	28
Equotip Sertliği	589	457	22
Shore Sertliği	74.60	38.20	48
Aşınma (cm ³ /50 cm ²)	9.894	11.504	16

Elde edilen sonuçlara göre biyosparitik kireçtaşlarının fiziksel ve mekanik özelliklerinde % 3 ile % 750’ye varan oranlarda değişimler olduğu görülmüştür. Örneğin en çarpıcı değişimlerin, su emme oranı, porozite, tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, elastisite modülü ve eğilme dayanımında olduğu görülmüştür. Dolayısıyla yapılarda kullanılan doğal taşların uzun dönemde yapay ve doğal etkilerle dayanıklılığının azaldığı, restorasyonun ve iyileştirmenin zorunlu olduğu ve taş değişimlerinde orijinal “yeni” diye adlandırılan taşların kullanılması gerektiği ortaya konmuştur.

4 SONUÇLAR

Sivas Şifahiye medresesi giriş kapısı duvarlarındaki blokların dayanımları üç farklı tahribatsız ve dolaylı ölçüm yöntemleriyle belirlenmiş ve ayrışma kategorileri

oluşturulmuştur. Böylece iyileştirme çalışmalarında uygulanacak yöntemler için her bir bloğun durumu ortaya konmuştur. Petrografik analizler ışığında arazide Sivas ili sınırları içinde araştırmalar yapılmış ve tarihi yapıda kullanılan taşların kaynağı bulunmuştur. Laboratuvarda yapılan kaya mekaniği deneyleri ile eski ve yeni taşların dayanımları belirlenmiştir.

Yaklaşık 800 yıldır ayakta kalmaya çalışan eserdeki taşların dayanımlarındaki azalmalar veya değişimler belirlenmiştir. Yerinde ve laboratuvarda yapılan ölçümler, değişecek veya iyileştirilecek blokların belirlenmesinde ve kararların oluşmasına destek olacak niteliktedir. Tarihi eserlerin korunması için yapılan bu tip planlamalar benzer çalışmalar bazında yürütülmektedir. İyileştirme çalışmalarına dönük araştırma ve değerlendirmelerimiz devam etmektedir.

KATKI BELİRTME

Bu çalışma Cumhuriyet Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri (CÜBAP) tarafından M-398 proje numarası ile desteklenmiştir.

KAYNAKLAR

- Aoki, H., and Matsukuru, Y., 2007. A new technique for non-destructive field measurement of rock-surface strength: an application of the Equotip hardness tester to weathering studies, *Earth surfaces Processes and Landforms*, 32, 1759-1769.
- ARMS6, 2010. The 6th Asia Rock Mechanics Symposium, 23-27 October 2010 in New Delhi, India.
- Başarır, H. ve Kumral, M., 2004. Kayaçların tek eksenli basınç dayanımının basit deney yöntemleriyle tahmini. VII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu, Sivas, 111-117.
- Bozkaya, Ö., 2011. Kişisel görüşme, Cumhuriyet Üniv. Müh. Fak. Jeoloji Müh. Bölümü, Sivas.
- Caro F., and Di Giulio, A., 2007. Rock petrophysics vs performances of protective and consolidation treatments: the case of Mt Arzola sandstone, , *Building Stone Decay from Diagnosis to Conservation*, Ed. R.Prikryl and B.J.Smith, 23-32.
- Deer, DU, and Miller RP, 1966. Engineering classification and index properties for intact rocks. Tech. Report. Air Force Weapons Lab. New Mexico, AFNL-TR, 65-116.
- Erdem N. 2011. Kişisel görüşme, Cumhuriyet Üniv. Müh. Fak. Jeoloji Müh. Bölümü, Sivas.
- Figueiredo, C.A.M., Aires-Barros, L., Basto, M., Graça, R.C. and Smith B.J., 2007. The weathering and weatherability of Basilica de Estrela Stones, Lisbon, Portugal, , *Building Stone Decay from Diagnosis to Conservation*, Ed. R.Prikryl and B.J.Smith, 99-108.
- Fitzner, B., 2004. Documentation and Evaluation of Stone Damage on Monuments, 10th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone-Stockholm 2004, 677-690.
- Fujii, Y., Fodde, E., Watanabe, K., and Murakami, K., 2009. Digital photogrammetry for the documentation of structural damage in earthen archaeological sites: The case of Ajina Tapa, Tajikistan, *Engineering Geology Vol. 105. Issues 1-2*, 124-133.
- ISCAS, 2008. International Symposium on the Conservation of Ancient Sites. ISRM Sponsored.
- ISRM 1981. Rock Characterization Testing and Monitoring ISRM Suggested Methods, International Society for Rock Mechanics, 211p.
- Jacobs, P., 2007. A comparative and critical study of X-ray CT and neutron CT as non-destructive material evaluation techniques, *Building Stone Decay from Diagnosis to Conservation*, Ed. R.Prikryl and B.J.Smith, 277-287.
- Kahraman, S., 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 38:981-994.
- Katz, O., Reches, Z., and Roegiers J-C, 2000. Evaluation of mechanical rock properties using a schmidt hammer. *Int. J Rock Mech. Min. Sci.* 37:723-728.
- Scherer, G.W., Flatt, R., and Wheeler, G., 2001. Materials science research for the conservation of sculptur and monuments. *Materials Resarch society Bulletin*, 26. 44-50.
- Sharma, P.K., and Singh, T.N., 2008. A corelation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and uniaxial compressive strength, *Bull. Eng. Geol. Environ*, 67: 17-22.
- Smith, B. J. and Prikryl, R., 2007. Diagnosing decay: the value of medical analogy in understanding the weathering of building Stones, *Building Stone Decay from Diagnosis to Conservation*, Ed. R.Prikryl and B.J.Smith, 1-9.
- TS 699, 2009. Doğal Yapı Taşları- İnceleme ve Laboratuvar Deney Yöntemleri. TSE. 42s.
- Tuğrul, A. and Zarif, İ.H. (2000), Engineering aspects of limestone weathering in İstanbul, Turkey, *Bulletin of Engineering Geology and Environment*, Vol.58, No.3, 191-206.
- Warke, P.A., Curran, J.M., Turkington, A. V. and Smith, B.J., 2003. Condition assesment for building stone conservation: a staging system approach, *Building and Environment*, 38, 1113-1123.
- Yaşar, E., and Erdoğan, Y., 2004. Estimation of rock physicomechanical properties using hardness methods. *Eng. Geol.* 71:281-288.

Çökelme ortamlarının ve jeolojik zaman faktörünün seçilmiş kumtaşılarının petrografik, fiziksel ve mekaniksel özelliklerine etkisi

The effect of sedimentation environment and geological age on petrographical, physical and mechanical properties of selected sandstones

B.Şengöçmen & N.Türk

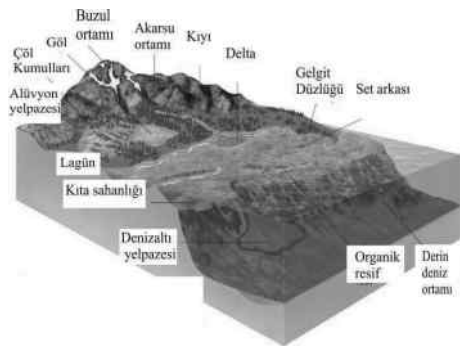
Dokuz Eylül Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Tınaztepe Yerleşkesi, Buca, İzmir

ÖZET: Bu çalışmada Kumtaşılarının literatürde yayınlanmış materyal özelliklerinin deney sonuçları Alaşehir-Kavaklıdere gölet alanındaki kumtaşılarının deney sonuçları ile beraber çökelme ortamları dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Ayrıca, kumtaşılarının jeolojik yaşları ile porozite ve tek eksenli basma dayanımları arasında yüksek korelasyonlu ilişkiler bulunmuştur. Fluvial ortamlarda oluşan Kumtaşılarının kuvars oranlarının sığ denizel ortamlarda oluşanlardan daha düşük olduğu belirlenmiştir. Kumtaşılarının jeolojik yaşla porozitelerinin exponansiyel olarak azaldığı, tek eksenli basma dayanımlarının ise doğrusal olarak arttığı belirlenmiştir. Ayrıca, incelenen kumtaşılarının , kuvars oranlarıyla ortalama dane çapları, poroziteleri, sonik hızları, birim hacim ağırlıkları ve tek eksenli basma dayanımları ve ayrıca, Tek eksenli basma dayanımlarıyla birim hacim ağırlıkları, porozite, sonik hız ve nokta yükleme dayanımı indeksi arasında istatistiksel açıdan yüksek korelasyonlu ilişkiler elde edilmiş ve grafikler halinde verilmiştir.

ABSTRACT: Relations with high correlations have been obtained among the geological ages porosities and uniaxial compressive strengths of published sandstones test results including the test results of sandstones from the Alaşehir-Kavaklıdere reservoir site when their deposition environment taken into account. When ratios are found to be lower in sandstones deposited in fluvial environments than the ones deposited in sea shore between environment. While the porosities of sandstones are found decreases with geological age negative exponentially, their uniaxial compressive strengths are found to linearly increased with the geological age. Additionally, statistically high correlation have been obtained between the quartz ratios of the investigated sandstones with their porosities, sonic velocities, unit weights and also with the uniaxial compressive strengths and that of unit weights porosities, sonic velocities and the point load strength indexes and the relations are presented as graphs.

1 GİRİŞ

Yeryüzünün yaklaşık % 70'i sedimanter kayaçlarla kaplıdır. Sedimanter kayaçlar daha önceden oluşmuş kayaçlardan türemiştir. Bunlar; çoğunlukla çakıltısı, kumtaşı, silttaşı, kireçtaşı, şeyl ve daha az miktarlarda tuz oluşumları, kömür ve çörtren oluşmaktadır. Yeryüzünde en yaygın sedimanter kayaçlardan biri ise kumtaşıdır. Şekil 1'de sedimanter kayaçların çökelme ortamlarının yerleri blok diyagramda gösterilmiştir.



Şekil 1. Sedimanter kayaçların çökelme ortamları (Ünalan 2010).

Sedimanter kayaçları çökeltme ortamlarına göre 3'e ayrılırlar. (Önalın 1997):

1. Karasal ortamlar: Akarsu / fluvial ortam, Göl / lakustrin ortamı, Bataklık ortamı, Buzul ortamı, Çöl ortamı. Karasal ortamlarda oluşan kumtaşları genelde kuvars aranitler veya litaranitlerdir. (% 90-95 arasında kuvars içerikli)
2. Geçiş ortamları: Delta ortamı, Kıyı, Lagüner ortam, Gelgit düzlüğü
3. Denizel ortamlar: Kıta sahanlığı, Kıta yamacı, Derin denizel, Denizel ortamlarda oluşan kumtaşları. Vakeler(grovaklar) olup, genelde % 25 ten fazla matriks (hamur) içerirler.

Bu çalışma kapsamında deneysel sonuçları değerlendirilen kumtaşları çökeltme ortamlarına göre karasal ve denizel olarak ayrılmıştır. Şekil 2'de literatürde yayınlanan ve deney verileri bu çalışmada kullanılan kumtaşlarının jeolojik zaman çizelgesindeki yerleri denizel ve karasal çökeltme ortamlarına göre gruplandırılmıştır.

DEVİR	MİLYON YIL	ARAŞTIRMACI
KUVATERNER	0.8 1.8	
TERSİYER	NEOJEN	5 25
		1-B. ATALAYMAN (2010) 2-JENG Vd.-3 (2003) 3-TOLGA CAN Vd. (2009) 4-HONGYI CHEN (2003) 5-AZMIN KASSIM (2007) 6-JENG Vd.-1 (2003) 7-TAMRAKAR (2006) 8-JENG Vd.-2 (2003)
	PALAJOEN	40 55 65
		9-KAHRAMAN (2001) 10-TIRYAKI-DIKMEN-1 (2005) 11-TERCAN Vd.-2 (2005) 12-C KINICAL (2005) 13-TERCAN Vd.-1 (2005) 14-TIRYAKI Vd.-1 (2005)
KRETASE	100 140	
JURA	160 180 200	
		15-TIRYAKI (2008)
TRİYAS		16-COLIN WARD (2005) 17-BELL-CULSHAW (1998)
	230	
PERMİYEN		18-ULUSAY Vd. (1994)
	280	
KARBONİFER		19-GREMINGER (1982) 20-YAŞAR Vd. (2009)
	350	
DEVONİYEN		21-BELL ve LINDSAY (1998)
	400	
SİLÜRİYEN		
	430	

Şekil 2. Deney sonuçları değerlendirilen kumtaşlarının jeolojik zaman çizelgesindeki yerleri.

Bu çalışmada kumtaşlarının bilimsel dergilerde, yayınlanmış materyal özelliklerinin deney sonuçları Batı Anadolu'da inşaatı planlanan Alaşehir-Kavaklıdere gölet alanından alınmış olan kumtaşlarının malzeme özellikleri ile beraber, çökeltme ortamları dikkate alınarak jeolojik yaş ile porozite ve tek eksenli basma dayanımları arasındaki ilişki belirlenmiştir. Kumtaşlarıyla özelliklerle ilgili yapılan değerlendirmede, kumtaşlarının içerdikleri kuvars (Q) oranının onların oluşum ortamlarına göre olan ilişkisi araştırılmış ve kuvars oranları ve tek eksenli basma dayanımları ile ortalama dane çapı, porozite, sonik hız, birim hacim ağırlığı ve nokta yükleme dayanım indeksi gibi özellikler arasında bulunan ilişkilerin istatistiksel açıdan anlamlı bulunanları grafikler halinde sunulmuştur. Grafiklerde her bir kumtaşı için ortalama değerler verilmiştir.

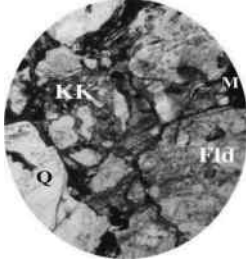
2 KAVAKLİDERE KUMTAŞLARI

Manisa iline bağlı Alaşehir ilçesinin Kavaklıdere kasabasında inşaat edilmesi planlanan Kavaklıdere Göleti alanında yer alan kumtaşları Acıdere Formasyonuna ait olup (Yağmur 1987, Emre 1996, Bozkurt & Çiftçi 2009) Miyosen yaşlıdır. Alüvyon-fan fasiyesine ait bu kaba kırıntılı çökeller genel olarak zayıf dayanımlı konglomera ve çakıllı kumtaşlarından meydana gelmiştir. Kavaklıdere Göletinin yer bulduru ve jeolojik haritası Şekil 3'te verilmiştir.



Şekil 3. Çalışma alanının yeri ve jeolojisi (Emre 1996'dan modifiye edilerek).

Kavaklıdere kumtaşlarının mikroskobik incelemeleri sonucunda; % 2-3 oranında opak mineraller (ilmenit), biotit, sfen, muskovit, az miktarda feldispat (% 9-10) ve % 40-50 oranında kuvarstan oluştuğu saptanmıştır (Atalayman 2010) (Şek. 4).



Şekil 4. Kavaklıdere kumtaşlarından 86 numaralı örneğe ait ince kesitteki, çapraz nikol görüntüsü Q:Kuvars M:Hamur Fld:Feldispat KK:Kaya Kırıntısı.

Arazide, DSİ II. Bölge Müdürlüğü tarafından yapılan sondajlardan alınan karot numunelerine ilaveten ekskavatör yardımıyla alınan kumtaşı bloklarından hazırlanan silindirik örnekler üzerinde fiziko-mekanik deneyler Jeoloji Mühendisliği Zemin-Kaya Mekaniği Laboratuvarında Amerikan standartlarına (ASTM 1994, 2004) ve Uluslararası Kaya Mekaniği Derneğinin (ISRM 1981, 1985) önerilen

yöntemlerine göre yapılmıştır. İlgili standartlar ve önerilen yöntemlere uygun yapılan deneylerin sonuçları Çizelge 1’de sunulmuştur.

3. KUMTAŞLARININ ÖZELLİKLERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER

3.1 Jeolojik yaş, porozite ve serbest basınç dayanımı ilişkisi

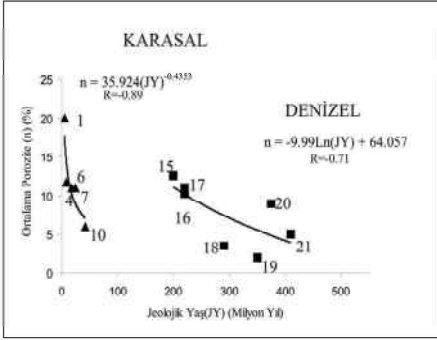
Karasal ve denizel çökeltme ortamlarına göre sınıflandırılmış kumtaşlarının yaşları ile poroziteve tek eksenli basma dayanım değerleri arasında belirlenen ilişkiler Şekil 5 ve 6’da verilmiştir.

Seçilen kumtaşlarının poroziteleri ile jeolojik oluşum yaşları arasındaki ilişki basit regresyon yöntemi kullanılarak araştırılmış ve aralarında denizel çökeller için $R=0.71$ ve karasal çökeller için $R=0.89$ korelasyon katsayılı ilişki tespit edilmiştir (Şek. 5).

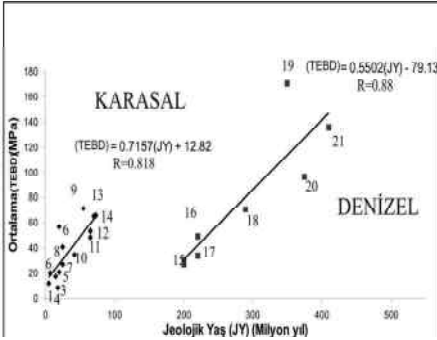
İncelenen kumtaşlarının çökeltim ortamlarına göre tek eksenli basma değerleri ile jeolojik oluşum yaşları karşılaştırıldığında aralarında doğrusal bir ilişki bulunmuş ve denizel çökeller için $R=0.879$ ve karasal çökeller için $R=0.81$ gibi yüksek korelasyon katsayıları elde edilmiştir (Şek. 6).

Çizelge 1 Kavaklıdere Kumtaşlarına ait ortalama deney sonuçları (Deney sayısı) (YSK= DSİ sondaj kuyu no).

Örnek No:	Örnek sayısı	Kuvars (Q) (%)	Ortalama tane boyu (MGS)(mm)	Birim Hacim Ağırlık (t/m ³)	Porozite (n)	Sonik Hız(Vp) (m/sn)	TEBD (MPa)	Is(50) (MPa)	TEBD / Is(50)
86	4	33	0.425	2.34	12.7	1889±61.6(4)	13.6±1.65(4)	0.97±0.16(6)	14.1
89	3	43	0.3	2.2	17.1	1772±40.4 (3)	13.0±0.07(3)	0.95±0.07(4)	13.7
YSK-6-1	5	30	0.7	2.1	19.6	1721±163.0(4)	11.1±0.83(5)	0.61±0.01(3)	18.3
YSK-6-2	4	32	0.5	2.05	18.9	1411±168.8(3)	5.63±2.02(4)	0.27±0.06 (4)	20.9
YSK-6-3	4	31	0.8	2.06	24.3	1282± 5.8 (3)	4.07±0.68(4)	0.18±0.051(4)	22.6
83	4	29	0.9	2.03	27.8	1190±124.9(3)	3.97±0.78(4)	0.13±0.02 (6)	30.5



Şekil 5. İncelenen kumtaşlarının çökelim ortamlarına göre ortalama poroziteleri ile jeolojik yaşları arasındaki ilişki.



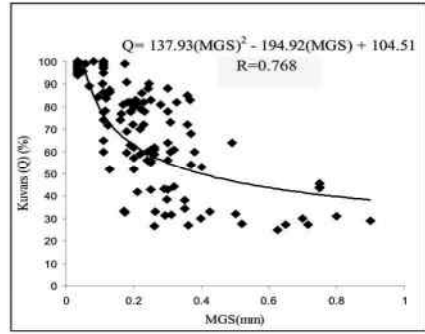
Şekil 6. İncelenen kumtaşlarının çökelim ortamlarına göre ortalama tek eksenli basma dayanımı (TEBD) ile jeolojik yaşları arasındaki ilişki.

3.2 Kuvars Oranı İle Diğer Seçilmiş Materyal Özellikleri Arasındaki İlişkiler

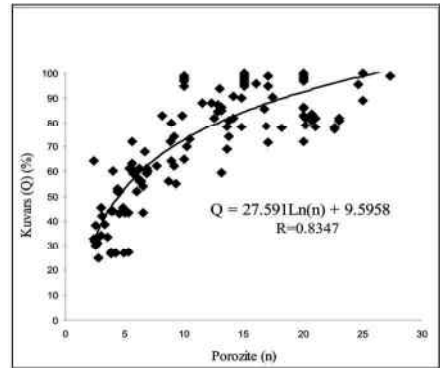
Kumtaşları genelde kuvars, feldispat mineralleri ile kaya kırıntısı, hamur ve çimentodan oluşurlar. Kumtaşlarının çeşitine göre farklı oranlarda bulunabilen kuvars mineralinin miktarı, tane boyu ve şekli, onların olgunluğu hakkında önemli bilgiler verir. Kuvars, sertliğinin fazla ve dilininin bulunmaması nedeniyle en dayanıklı minerallerdendir. Bu nedenle zor yuvarlaklaşırlar. Özellikle denizel ortamlarda kuvars, kolay ayrılan ve taşınabilen feldispat ve kaya kırıntısına göre daha yüksek dayanımlı olması nedeniyle, daha fazla oranda bulunurlar. Çökme ortamlarına göre farklı oranlarda bulunan kuvarsin, kumtaşının ortalama tane boyuyla (MGS) ilişkisi araştırıldığında MGS'nin küçülmesiyle kuvars oranının arttığı tespit edilmiştir (Şek. 7a). Olgun

kumtaşlarında, litostatik basınç ve gömülme derinliğinin etkisiyle denizel ortamda, hamurun (<30 mikron), kaya kırıntılarının ve feldispatın uzaklaşması ve dayanımlı kuvarsin çökel içerisinde yuvarlaklaşarak bollaşmasına ve iyi boylanmış kuvars arenitlerin (temiz kumtaşı) oluşmasına neden olur. Denizel ortamlarda çökelen olgun kumtaşları çok iyi yuvarlaklaşarak ve çok az miktarda kaya kırıntısı, feldispat ve hamur içermesi nedeniyle ilksel gözeneklilikleri ve bunun sonucu poroziteleri de yüksektir (Şek. 7-b). İncelenen kumtaşlarının porozitelerinin %3 ile 28 arasında olarak belirlenmiştir.

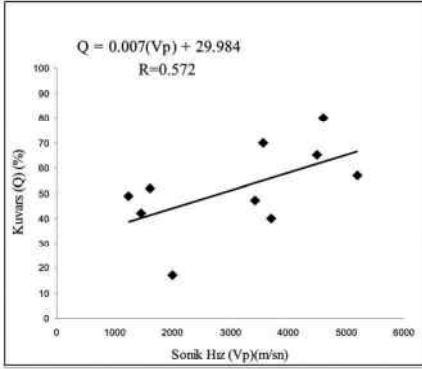
Kumtaşlarının ortalama kuvars oranları ile sonik hız ve birim hacim ağırlık değerleri arasında düşük korelasyon katsayıları, $R = 0.57$ $R = 0.212$, elde edilmiştir (Şek. 7c, d). Aynı kumtaşlarının kuvars yüzdeleri ile ortalama tek eksenli basma dayanımları arasında doğrusal bir bağıntı bulunmuştur (Şek. 7e).



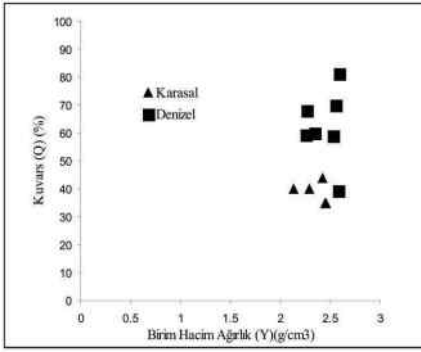
Şekil 7a. İncelenen kumtaşlarının kuvars oranı (Q) ve ortalama dane boyu(MGS) arasındaki ilişki



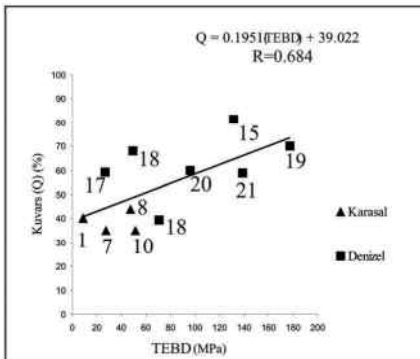
Şekil 7b. İncelenen kumtaşlarının kuvars oranı (Q) ve poroziteleri arasındaki ilişki.



Şekil 7c. İncelenen kumtaşlarının kuvars oranı (Q) ve ses hızları arasındaki ilişki.



Şekil 7d. İncelenen kumtaşlarının kuvars oranı (Q) ve ortalama birim hacim ağırlıkları arasındaki ilişki.



Şekil 7e. İncelenen kumtaşlarında Kuvars (Q) -ortalama tek eksenli basma dayanımı (TEBD) arasındaki ilişki.

Şekil 7e'deki grafik incelendiğinde enerjisi daha fazla olan denizel ortamlarda çökelen kumtaşlarının kuvars oranının, karasal ortamlarda çökelen kumtaşlarından daha fazla olduğu ve ayrıca TEBD değerlerinin de daha yüksek olduğu belirgindir.

3.3 Kumtaşlarının Tek Eksenli Basma Dayanımları ve Diğer Mühendislik Özellikleri Arasındaki İlişkiler

Şekil 2'de isimleri verilen araştırmacılara ait veriler değerlendirilerek seçilen kumtaşlarının tek eksenli basma dayanımı ile birim hacim ağırlıkları, poroziteleri, ses hızları ve nokta yükleme dayanım indeksleri arasındaki ilişki araştırılmış elde olunan ilişkiler ve Şekil 8a-c ve 9'daki grafikler elde edilmiştir.

3.3.1 TEBD- Birim hacim ağırlık ilişkisi

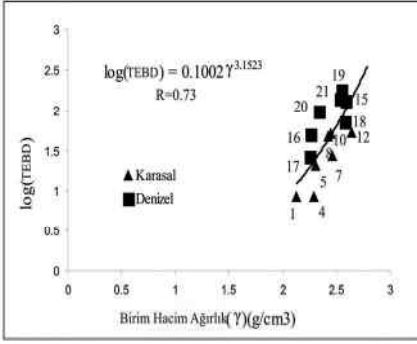
Kumtaşlarının TEBD'leri ile birim hacim ağırlıkları (γ) arasında $\log TEBD = 0.1002 Y^{3.1523}$ ilişkisi $R = 0.23$ korelasyon katsayısı elde edilmiştir. Bu grafiklerle birim hacim ağırlık arttıkça dayanımın da arttığı belirlenmiştir.

3.3.2 TEBD- Porozite ilişkisi

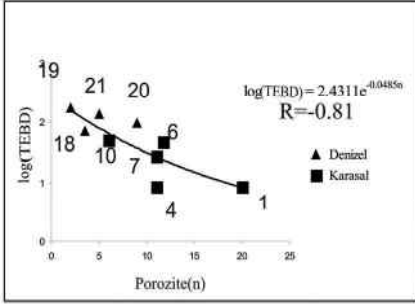
Çökeltme ortamlarına göre sınıflandırılmış kumtaşlarının ortalama tek eksenli basma dayanımları ve porozite (n) değerleri arasında $\log TEBD = 2.43 e^{-0.2485n}$ ilişkisi ve $R = 0.81$ korelasyon katsayısı elde edilmiştir. Kumtaşlarının porozitesi arttıkça TEBD değerleri üstsel olarak azalmıştır (Şekil 8b).

3.3.3 TEBD- Ses hızı ilişkisi

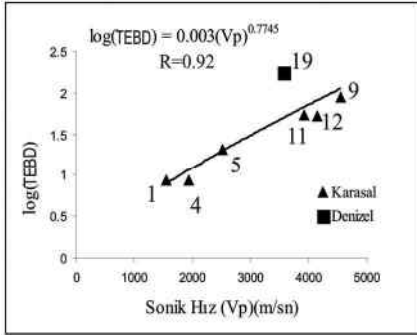
Kumtaşları örnekleri üzerinde ses hızı dalganın örnekleri katetme zamanları ölçülerek boyuna dalga hızlarının (V_p) tespit edilmesi ilkesine dayanan ses hızı deneyinin; kuru koşullarda elde edilmiş sonuçlar değerlendirilerek TEBD ile V_p arasında $\log TEBD = 0.003 V^{0.7745}$ ilişkisi elde edilmiştir. Bu ilişki oldukça yüksek korelasyon katsayısı $R = 0.92$ vermiştir (Şek. 8c).



Şekil 8a. İncelenen kumtaşlarının TEBD ile Birim Hacim ağırlığı arasında belirlenen ilişki.



Şekil 8b. İncelenen kumtaşlarının TEBD ile poroziteleri arasında belirlenen ilişki.



Şekil 8c. İncelenen kumtaşlarının TEBD ile Sonik hızları arasında belirlenen ilişki.

3.4 TEBD ile nokta yükleme dayanımı arasındaki ilişki

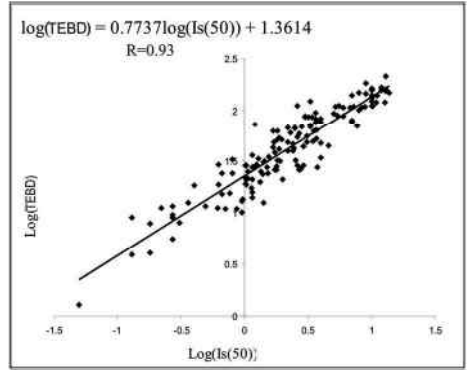
Tek eksenli basınç deneyinin uygulanamadığı durumlarda numunelerin dayanımlarının dolaylı olarak elde edilmesinde nokta yükleme deneyi çok sık olarak kullanılmaktadır (Bieniawski 1975, Greminger 1982, Hassani et al. 1980, Kahraman 2001, Palchik 1999, Topal 2000). Literatürde tek eksenli basınç dayanımı (TEBD) ile nokta yükü dayanımı ($Is_{(50)}$) arasındaki korelasyon katsayısının 8 ile 55 arasında değiştiği görülmüştür (Kahraman 2001, Tsiambaos & Sabatakakis 2004). Bu çalışma kapsamında Şekil 2'de isimleri verilen araştırmacıların verileri kullanılarak kumtaşları için TEBD ile $Is_{(50)}$ arasında genel bir ilişki belirlenmeye çalışılmıştır (Şek. 9). 17 farklı araştırmacının kumtaşlarına ait 208 adet verinin değerlendirilmesi sonucu; Log(TEBD) ile Log($Is_{(50)}$) arasında

$$\text{Log(TEBD)} = 0.773 \text{Log}(Is_{(50)}) + 1.3614$$

yüksek korelasyonlu ($R=0.93$) bir ilişki belirlenmiştir. Tek eksenli basınç değeri ile nokta yükü dayanım indeksi arasındaki bu ilişki,

$$\text{TEBD} = 23 \text{ } Is_{(50)}^{0.77}$$

olaraktan da ifade edilebilir.



Şekil 9. Kumtaşlarının tek eksenli basma dayanımı ile Nokta yükü dayanım indeksi arasında elde olunan ilişkiler.

4 TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Kumtaşları doğada değişik jeolojik devirlerde çökelmiş halde bulunmaktadırlar. Kumtaşlarının içerikleri oluştukları ortama göre değişkenlik göstermektedirler. Fluvial ortamlarda çökelen kumtaşlarının sığ denizlerde çökmelere oranla daha iri daneli ve düşük oranda kuvars mineralleri içermektedirler. Bu husus farklı ortamlarda çökelen kumtaşlarının poroziteleri ve serbest basınç dayanımlarının mukayese edildiğinde belirgindir (Şekil 5 ve 6). Ayrıca, bu çalışma kapsamında deney sonuçları değerlendirildiğinde fluvial kumtaşlarının denizel kumtaşlarından daha genç oldukları gözlenir (Şekil 2). Genç kumtaşlarının yaşlı olanlara oranla daha yüksek poroziteli ve düşük dayanımlı oldukları Şekil 5 ve 6'da elde olunan grafiklerde görülmektedir. Dolayısıyla hem oluşum ortamları ve hem de jeolojik yaş kumtaşlarının materyal özelliklerinin önemli oranda etkilemektedirler.

Kumtaşlarının poroziteleri jeolojik yaşla üstsöl negatif eksponansiyel olarak eksilen bir ilişki verirken, tek eksenli basma dayanımları ise jeolojik yaşla lineer olarak artan bir ilişki vermektedir.

Bu çalışma kapsamında kumtaşlarının materyal özellikleri arasında elde edilen ilişkiler, ileri tektonizmadan uzak, ayrışma derecesinin belirlenemediği ve anizotropinin değerlendirilmeye alınmadığı ve tabakalanmaya dik test edilmiş kumtaşları için geçerlidir.

Kumtaşlarının materyal özellikleri arasında elde edilen eşitliklerin pratikte kullanımı tavsiye edilir.

Denklem	R
$n^* = 35.924 (JY)^{-0.4353}$	0.89
$n^{**} = -9.99 \ln(JY) + 64.957$	0.71
$TEBD^* = 0.7157(JY) + 12.82$	0.82
$TEBD^{**} = 0.5502(MY) - 79.13$	0.88
$Q = 137.93(MGS)^2 - 194.92(MGS) + 104.51$	0.77
$Q = 27.591 \ln(n) + 9.5958$	0.84
$Q = 0.007(Vp) + 29.984$	0.76
$TEBD = 0.191(Q) + 39.554$	0.67
$\log(TEBD) = 0.1002Y^{3.1523}$	0.73
$\log(TEBD) = 2.4311e^{-0.0485n}$	0.81
$\log(TEBD) = 0.003(Vp)^{0.7745}$	0.92
$\log(TEBD) = 0.773 \log(Is_{(50)}) + 1.3614$	0.93
$TEBD = 23.0 Is_{(50)}^{0.77}$	0.90
$n = 47.757 e^{-0.0008(Vp)}$	

*: Karasal çökeller için geçerli

** :Denizel çökeller için geçerli

TEŞEKKÜR

Yazarlar, Devlet Su İşleri (DSİ) 2. Bölge Müdürlüğü çalışanlarına Kavaklıdere Göleti etüdleri çalışma esnasındaki yardımlarından dolayı teşekkürlerini iletirler.

KAYNAKLAR

- Arpat, E. ve Bingöl, E., 1969. Ege bölgesi graben sistemi üzerine düşünceler, MTA Enst. Der., 73, 1-9
- ASTM, 1994. Annual Book of ASTM Standards-Construction: Soil and Rock, ASTM Publication, V.04.08, 978 pp.
- ASTM D 2980, 2004. Standard test method for volume weights, water-holding capacity, and air capacity of water saturated peat materials
- Atalayman, B., 2010. Manisa-Kavaklıdere Göletinin Mühendislik Jeolojisi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, İzmir, 234 s.
- Bell, F.G. and Lindsay, P., 1998. The petrographic and geomechanical properties of some sandstones from the Newspaper Member of the Natal Group near Durban, South Africa, Engineering Geology 53, 57-81
- Bell, F.G. and Culshaw, M.G., 1998. Petrographic and engineering properties of sandstones from the Sneinton Formation, Nottinghamshire, England, Quarterly Journal of Eng.Geol., 31, 5-19
- Bieniawski, Z.T., 1975. The point-load test in geotechnical practice. Engineering Geology, 9, M lpp.
- Bozkurt, E.ve Çiftçi, N.B., 2009. Evaluation of the Miocene Sedimentary fill of the Gediz Graben, SW Turkey, Sedimentary Geology 216, 49-79
- Emre, T., 1996. Gediz Grabeninin tektonik evrimi, Türkiye Jeoloji Bülteni, C.39, Sayı 2, 1-18
- Greminger, M., 1982. Experimental studies, of the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point-load testing (Technical Note). International Journal of Rock Mechanics., Mining Sciences and Geomechanical Abstracts, 19, 241-246pp.
- Gürbüz, K., 2003. Sedimentoloji, Sedimanter Petrografi ders notları, <http://www.mmfcu.edu.tr/jeoloji/kgurbuz/>
- Hassani, F.P., Scoble, M.J., and Whittaker, B.N., 1980. Application of the point load index test to strength determination of rock and proposals for a new size-correction chart, The State of the Art in Rock Mechanics, Proceedings 21th. US. Symposium on Rock Mechanics. 543-553pp
- Hongey Chen, Zer-Ye Hu, 2003. Some factors effecting the uniaxial strength of weak sandstones, Bull. Eng. Geol. Env. 62, 323-332
- ISRM, 1981. ISRM Suggested Methods: Rock charecterization, testing and monitoring, E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, London, 211 p.
- ISRM, 1985. Suggested method for determining point load strength, Int.J.Rock.Mech.Min.Sci., Geomech. Abstr., 22(2), 51-60.
- Jeng, F.S, Weng, M.C, Lin, M.L., Huang T.H, 2004. Influence of petrographic parameters on geotechnical properties of tertiary sandstones from Taiwan, Engineering Geology 73, 71-91.
- Kahraman, S., 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock, , Int Rock Mech. Min. Sci., 38 (2001) 981-994.

- Kassim, A., 2007. Laboratory Study Of Weathered Rock For Surface Excavation Works, Fakulrı Kejuruteraan Awam Universiti Teknologi Malaysia, Msc.Thesis.
- Kıncal, C., 2005. İzmir iç körfezi çevresinde yer alan birimlerin coğrafi bilgi sistemleri ve uzaktan algılama teknikleri kullanılarak mühendislik jeolojisi açısından değerlendirilmesi, Doktora Tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, İzmir, 704 s.
- Önalın, M., 1997. Çökelbilimi Cilt-1, Çökelmenin Fiziksel İlkeleri Fasiyes Analizleri ve Karasal Çökelme Ortamları, İ.Ü. Basımevi ve Film Merkezi, İstanbul, 2. Baskı, ISBN 975-404-334-5, 134-234.
- Palchik, V., 1999. Influence of Porosity and Elastic Modulus on Uniaxial Compressive Strength in Soft Brittle Porous Sandstones, Rock Mech. Rock Engng., 32 (4), 303-309.
- Tamrakar, N.K., Yokota, S., and Shrestha, S.D., 2007. Relationships among mechanical, physical and petrographic properties of Siwalik sandstones, Central Nepal Sub-Himalayas, Engineering Geology 90, 105-123
- Tercan, A.E., Ünver, B., Tiryaki, B., ve Özbilgin, D., 2005. Bazı Kumtaşlarında Mekanik, İndeks Ve Petrografik Özellikler Arasındaki İlişkilerin Eşlenik İlişki Analizi İle İncelenmesi, Madencilik, Cilt 44, Sayı 1, Sayfa 3-14.
- Tiryaki, B., Dikmen, A.Ç., Kadioğlu, Y.K., Özbilgin, D., Tiryaki, N., ve Bölükbaş, N., 2003. Kayaç Kesmede Keski Performansının Tahmini İçin Doku Katsayısı Yaklaşımının Kullanılabilirliği, Madencilik, Cilt 42, Sayı 2, Sayfa 27-43.
- Tiryaki, B., 2008. Predicting intact rock strength for mechanical using multivariate statistics, artificial neural networks, and regression trees, Eng.Geology, 99, 51-60.
- Topal, T., 2000. Nokta yükleme deneyi ile ilgili uygulamada karşılaşılan problemler, Jeoloji Mühendisliği 24, (Teknik Not).
- Tsiambaosa, G., and Sabatakakis, N., 2003. Considerations on strength of intact sedimentary rocks, Engineering Geology 72, 261-273.
- Ulusay, R., Türeli, K., and Ider, M.H., 1994. Prediction of engineering properties of a selected litharenite sandstone from its petrographic characteristics using correlation and multivariate statistical techniques, Engineering Geology 37, 135-157.
- Ünalın, G. 2010. Kömür Jeolojisi, MTA eğitim serisi : 41, ISBN:978-605-4075-720, Ankara.
- Yağmurlu, F., 1987. Salihli güneyinde üste doğru kabalaşan Neojen yaşlı alüvyonel yelpaze çekelleri ve Gediz Grabeni'nin tektonosedimanter gelişimi, Türkiye Jeoloji Bülteni, C 30, 3340.
- Yaşar, E., Ranjith, P.G., and Perera, M.S.A., 2009. Physico-mechanical behaviour of southeastern Melbourne sedimentary rocks, Int Rock Mech. Min. Sci 47, 481-487.

Bazaltlardaki dokuların kaya özellikleri ile ilişkili görgül eşitlikler üzerindeki etkisi

Effect of textural characteristics of basalts on empirical equations relating rock properties

T. Başer, E. Kolay & M.A. Akçe

Bozok Üniversitesi Jeoloji Mühendisliği Bölümü 66200 Yozgat

ÖZET: Kayaçlar, bir mühendislik projesinin uygulandığı alanın doğal zemini olabildikleri gibi, projelerde farklı amaçlar için yapı malzemesi olarak da kullanılmaktadır. Bu sebeple kayaçların fiziksel, kimyasal ve mekanik özellikleri belirlenmektedir. Literatürde kayaçlara ait bu özellikler arasındaki ilişkileri istatistiksel eşitliklerle inceleyen birçok çalışma bulunmaktadır. Yozgat ili yakın çevresinde geniş yayılım gösteren bazaltlar dokusal açıdan afanitik, amigdoloidal ve vesiküler dokulu olmak üzere üç farklı gruba ayrılmaktadır. Bu çalışmada Yozgat çevresinden toplanan kaya bloklarından elde edilen karotlar üzerinde tek eksenli sıkışma dayanımı, birim hacim ağırlık, ultrases hızı tayini, nokta yükü dayanım indeksi ve Schmidt sertlik çekici deneyleri yapılmıştır. Tek eksenli sıkışma dayanımı ile diğer özellikler arasındaki görgül ilişkiler ayrı ayrı incelenmiştir. Çalışma kapsamında yapılan istatistiksel değerlendirmeler sonucunda, vesiküler dokulu bazaltlar ile mikro çatlaklar içeren afanitik dokulu bazaltlarda kuvvetli istatistiksel ilişkilere sahip görgül eşitlikler elde edilemezken, amigdaloidal dokulu bazaltlarda oldukça kuvvetli ve literatürdeki çalışmalarla uyumlu ilişkiler elde edildiği görülmüştür. Çalışmanın sonuçları, istatistiksel çalışmalarda kayacın dokusal özelliklerinin de mutlaka göz önüne alınması gerektiğini ortaya koymaktadır.

ABSTRACT: Rocks can be natural base of areas in which an engineering project is constructed and are also used as building material for different purposes. For this reason, physical, chemical and mechanical properties of rocks are determined. There are so many researchs estimating this properties with statistical relationships in literature. Basalts in which widely cropping out Yozgat province are divided into three groups as aphanitic, amygdaloidal and vesicular in terms of texture. In this paper, uniaxial compressive strength, unit weight, point load strength index, Schmidt hardness hammer tests and ultrasound velocity measurements are conducted on core samples obtained from basalt blocks which are collected from Yozgat province. Empirical relationships between uniaxial compressive strength and rock properties above are determined one by one. As a result of the statistical evaluations within the scope of work, there is no empirical equations having strong statistical relationships in vesicular basalts and aphanitic basalts with micro cracks but amygdaloidal basalts. In amygdaloidal basalts strong and compatible relationships are obtained with literature works. Finally textural properties of rocks must be taken into account in statistically studies.

1 GİRİŞ

Kayaçlar çeşitli mühendislik projelerinde temel zemin olabildikleri gibi yapı malzemesi olarak da kullanılmaktadır. Tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) kaya ortamlardaki mühendislik tasarımlarında, yaygın olarak kullanılan mekanik özelliklerden birisidir. σ_c 'nin belirlenmesinde uygulanması gereken yöntemler ASTM (1986) ve ISRM (2007) tarafından belirtilmiştir. Deneyin uygulanması

kolay olmasına rağmen gerek pahalı cihazlara ihtiyaç duyulması gerekse iyi hazırlanmış (standartlarda belirtilen boy/çap oranına sahip) ve süreksizlik içermeyen kayaç örneklerinin kullanılması zorunluluğu deneyin pratikliğini sınırlamaktadır. Bu nedenle araştırmacılar kayaçların fiziksel özelliklerini, basit ve hasarsız deney yöntemlerini kullanarak kayaçların tek eksenli sıkışma dayanımları istatistiksel yaklaşımlarla, yüksek doğrulukla tahmin etmeye çalışmaktadır. Birim hacim ağırlık, porozite, su

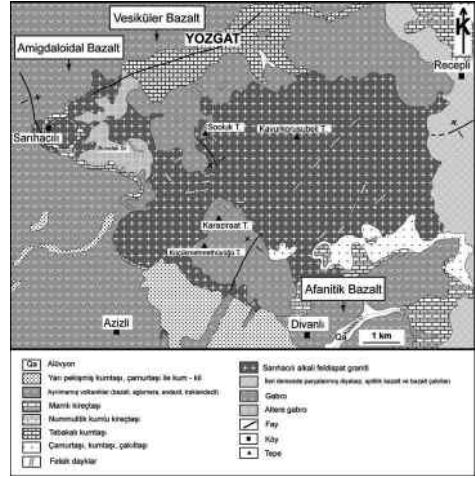
emme, P ve S dalgası hızı, nokta yükü dayanım indeksi, Schmidt sertlik çekici, çekme dayanımı, tek eksenli sıkışma dayanımının dolaylı yollarla tahmin edilmesinde kullanılan parametrelerden en yaygın olanlarıdır.

Bunun yanı sıra kayaç petrografisinin kayaçların mühendislik özellikleri üzerindeki etkisi ile ilgili literatürde birçok çalışma bulunmaktadır (Merriam vd. 1970, Onodera & Kumara 1980, Akesson vd., 2001). Howarth (1986) orta dayanıma sahip altı kayaç örneği üzerinde yaptığı çalışmada tane şekli, kenetlenme derecesi, tane bileşimi, tane ve matriksin göreceli oranının kayaçların mekanik özelliklerini etkilediğini açıklamıştır. Tuğrul & Zarif (1999) granitlerde yaptığı çalışma sonucunda mineral bileşiminin kayaç dayanımı etkileyen temel petrografik özelliklerden biri olduğunu vurgulamıştır.

Bu çalışmada Yozgat ili çevresinden üç farklı lokasyondan alınan, makroskopik olarak üç farklı doku özelliği gösteren toplam 34 bazalt karot örneği üzerinde birim hacim ağırlık, P dalgası hızı tayini, nokta yükü dayanımı, Schmidt çekici ve tek eksenli sıkışma deneyleri yapılmıştır. Elde edilen deney sonuçları görgül eşitlikler ile incelenmiş ve kayaçların içsel özelliklerinin istatistik ilişkiler üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

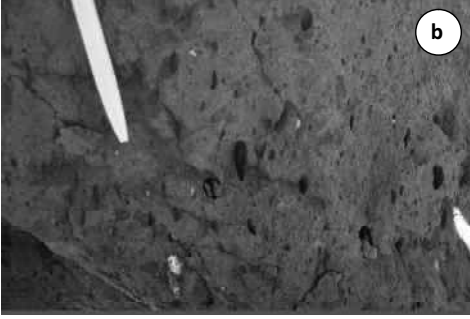
2 DENEY ÖRNEKLERİ

Çalışmada kullanılan bazaltların alındığı bölge, Orta Anadolu Kristalen Karmaşığı'nın (Göncüoğlu vd. 1991, Akıman vd. 1993) kuzey kenarında bulunan Yozgat İntüzif Kompleksi'nin (Akçe & Kadioğlu 2009) ya da daha önceki bilinen adıyla Yozgat Batoliti'nin, yaklaşık kuzey kesiminde yer almaktadır (Şek. 1). Bölge, farklı bileşim ve karakterdeki granitoid, gabroyik ve bazaltik kayaçlarla kaplı olup bu birimlerin yer yer fosilli kireçtaşı, kumtaşı ve marnlı kireçtaşı gibi sedimanter örtü birimlerince üzerlendiği gözlenmektedir (Şek. 1). Temeli oluşturan granitoidler, başlıca açık ve pembemsi renkli, K-feldispatca zengin, faneritik doku özelliğine sahip alkali feldispat granitlerden; gabroyik kayaçlar ise genelde koyu yeşil renkli, iri, orta ve ince taneli faneritik dokulu ve başlıca plajiyoklaz ve piroksen minerallerini içeren mafik kayaçlardan oluşmaktadır.



Şekil 1. Çalışma alanının jeoloji haritası (Akçe & Kadioğlu 2005).

Çalışmanın konusunu teşkil eden bazaltik kayaçlar, bazalt ve spilitik bazalt karakterindedirler. Yozgat ili yakın civarında geniş bir yayılım gösteren bu bazaltik kayaçlar el örneklerinde gösterdikleri dokulara göre afanitik, vesiküler ve amigdaloidal dokulu olmak üzere üç farklı gruba ayrılmaktadır (Şek. 2). Afanitik dokulu bazaltlar, ince taneli, genelde koyu renkli, yer yer mikro çatlaklar içeren, bazen sütunlu yapı gösteren ve spilitik bazaltlara nazaran daha taze görünümlü olup, Divanlı ve Azizli köyleri dolaylarında yüzeylenmektedir. Ayrıca gabro ve granitoid birimleri içerisinde değişik doğrultularda dayklar şeklinde de gözlenmektedir. Vesiküler ve amigdaloidal doku özelliği sergileyen bazaltlar ise çapları 2-3 cm ye kadar varabilen irili ufaklı gaz boşluklarına sahip olup bazı boşlukların ikincil olarak karbonat ve silis mineralleri ile doldurulmuş oldukları görülmektedir. Vesiküler ve amigdaloidal dokulu bazaltlar, sütunlu yapı gösterebilmekte ve tipik olarak Yozgat'ın batısı ile Sarıhacılı köyü civarında gözlenmektedir.



Şekil 1. Çalışmada kullanılan afanitik (a), vesiküler (b) ve amigdaloidal (c) dokulu bazaltlar.

3 ÖRNEKLERİN HAZIRLANMASI VE DENEY YÖNTEMLERİ

Yozgat ili çevresinde yüzeyleyen bazaltlardan üç farklı lokasyondan olmak üzere birçok sayıda blok örnek toplanmıştır. Laboratuvar tipi karot alma cihazı ile 54 mm çaplı makroskopik olarak kırık veya çatlak içermeyen toplam 34 adet karot örneği alınmıştır. Tek eksenli sıkışma dayanımı, kuru birim hacim ağırlık ve nokta yükü dayanım indeksi deneyleri ISRM (2007)'ye uygun olarak

yapılmıştır. P dalgası hızı QUEST 120+ cihazı kullanılarak ASTM deney yöntemlerinde (ASTM 1983) belirtildiği şekilde tayin edilmiştir. Ölçümler kuru örnekler üzerinde yapılmıştır. Schmidt çekici deneyi blok örnekler üzerinde ve blok yüzeyine dik konumda olacak şekilde uygulanmıştır. Çalışmada N-tipi Schmidt çekici kullanılmıştır.

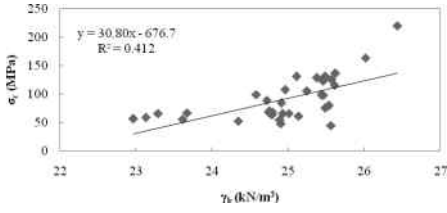
4 DENEY SONUÇLARI VE İSTATİSTİKSEL ANALİZLER

Çalışmada kullanılan 34 adet bazalt örneğine ait deney sonuçları Çizelge 1'de verilmiştir. Fiziksel ve indeks özellikler ile bazaltların tek eksenli sıkışma dayanımları arasındaki ilişkinin incelenmesi amacıyla basit regresyon analizleri yapılmıştır. Öncelikle doku farklılığı gözetmeksizin tüm bazalt örneklerine ait değerler, daha sonra her bir doku grubuna ait veriler ayrı ayrı analiz edilmiştir.

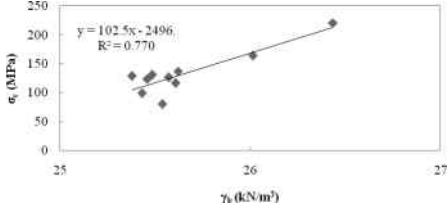
Bazaltların tek eksenli sıkışma dayanımı ile kuru birim hacim ağırlık, P-dalgası hızı, nokta yükü dayanım indeksi ve Schmidt sertlik değeri arasındaki görgül ilişkiler sırasıyla Şekil 3, 4, 5 ve 6'da görülmektedir.

Çizelge1. Bazaltlara ait deney sonuçları.

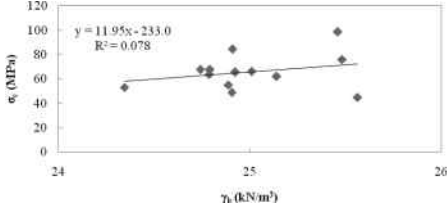
Kayaç Özellği		Bazalt tipi			
		TÜMÜ	Afanitik Bazalt	Amigdaloidal Bazalt	Vesiküler Bazalt
Tek Eksenli	En küçük	45,2	80,4	56,4	45,2
Sıkışma	En büyük	220,8	220,8	131,5	98,7
Dayanımı	Ortalama	91,1	132,8	82,9	65,8
σ_c (MPa)	S.sapma	38,3	38	25,5	14,6
Kuru	En küçük	22,97	25,38	22,97	24,34
Birim	En büyük	26,43	26,43	25,25	25,56
Ağırlık	Ortalama	24,9	25,65	24,18	25
γ_b (kN/m ³)	S.sapma	0,8	0,33	0,86	0,34
P-dalgası	En küçük	3786	4645	3786	3863
hızı	En büyük	5580	5580	4718	4308
V_p	Ortalama	4395	4877	4221	4170
(m/s)	S.sapma	411	294	362	120
Nokta Yükü	En küçük	9,5	10,4	10,9	9,5
Dayanım	En büyük	46,1	46,1	25	19,9
İndeksi	Ortalama	19,6	24,88	17,76	17,08
I_{cs0} (MPa)	S.sapma	6,61	9,05	4,65	2,72
Schmidt	En küçük	30	38	32	30
Sertlik	En büyük	50	50	44	40
Değeri	Ortalama	39	42	38	37
(N)	S.sapma	4	4	5	3



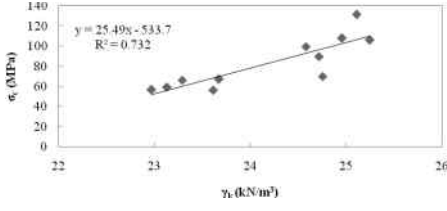
(a)



(b)



(c)



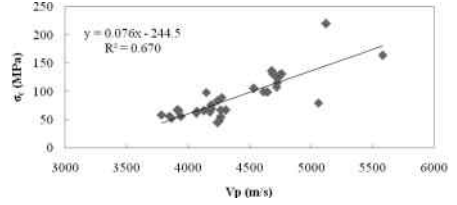
(d)

Şekil 3. Tüm bazalt örneklerinde (a), afanitik dokulu bazaltlarda (b), vesiküler dokulu bazaltlarda ve amigdaloïdal dokulu bazaltlarda (d) σ_c - γ_k ilişkisi.

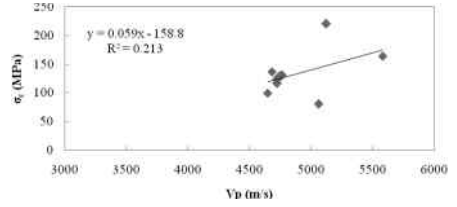
Şekil 4, 5 ve 6' da görüldüğü üzere, σ_c ile diğer kayaç özellikleri arasındaki en iyi istatistiksel ilişkiler d grafiklerindeki amigdaloïdal bazaltlarda görülmektedir.

Literatürdeki benzer çalışmalar incelendiğinde, özellikle vesiküler dokulu bazaltlara ait görgül eşitliklerin çok farklı olduğu, bir başka ifade ile σ_c ile kuru birim hacim ağırlık, P-dalgası hızı, nokta yükü dayanım indeksi ve Schmidt sertlik değeri gibi kaya özellikleri arasında anlamlı bir istatistiksel ilişkinin bulunmadığı görülmektedir. Afanitik dokulu bazaltların ise literatürdeki

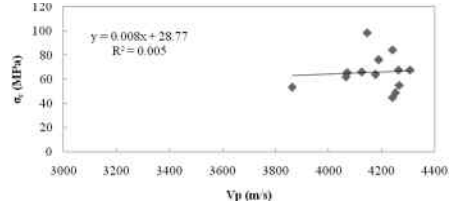
çalışmalara ve amigdaloïdal dokulu bazaltlara göre daha zayıf ilişkiler gösterdiği görülmektedir. Önceki çalışmalardaki konuyla ilgili görgül eşitlikler ile, bu çalışmadaki amigdaloïdal dokulu bazaltlardan elde edilen literatür sonuçları ile uyumlu görgül eşitlikler Çizelge 2, 3, 4 ve 5'te verilmiştir.



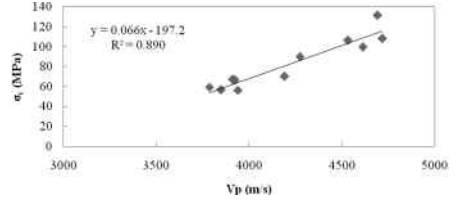
(a)



(b)

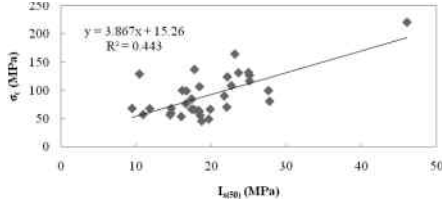


(c)

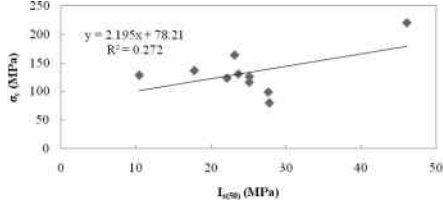


(d)

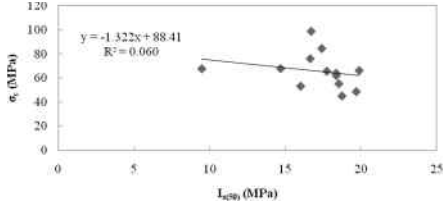
Şekil 4. Tüm bazalt örneklerinde (a), afanitik dokulu bazaltlarda (b), vesiküler dokulu bazaltlarda ve amigdaloïdal dokulu bazaltlarda (d) σ_c - V_p ilişkisi.



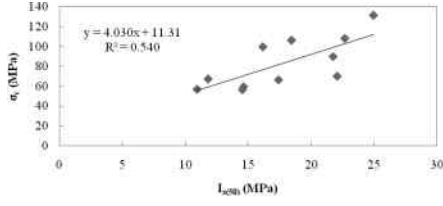
(a)



(b)

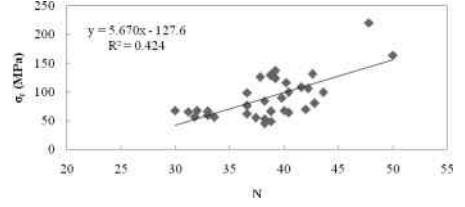


(c)

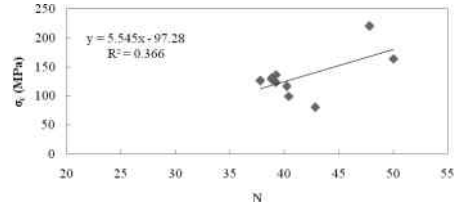


(d)

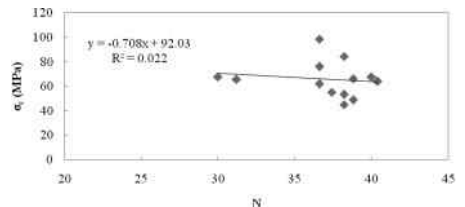
Şekil 5. Tüm bazalt örneklerinde (a), afanitik dokulu bazaltlarda (b), vesiküler dokulu bazaltlarda ve amigdaloidal dokulu bazaltlarda (d) σ_c - $I_{s(50)}$ ilişkisi.



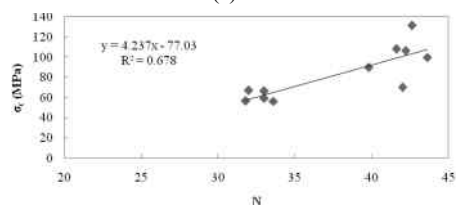
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 6. Tüm bazalt örneklerinde (a), afanitik dokulu bazaltlarda (b), vesiküler dokulu bazaltlarda ve amigdaloidal dokulu bazaltlarda (d) σ_c -N ilişkisi.

Çizelge 2. σ_c ve γ_d arasındaki görgül eşitlikler.

Araştırmacı	Görgül eşitlik	Korelasyon katsayısı (r)
Tuğrul ve Zarif (1999)	$\sigma_c = 57.72\gamma_d - 1347$	0.82
Diamantis vd (2009)	$\sigma_c = 43.63\gamma_d - 1057.8$	0.84
Bazalt (Amigdaloidal)	$\sigma_c = 25.49\gamma_d - 533.7$	0.86

Çizelge 3. σ_c ve V_p arasındaki görgül eşitlikler.

Araştırmacı	Görgül eşitlik	Korelasyon katsayısı (r)
Tuğrul & Zarif (1999)	$\sigma_c = 35.54V_p - 55$	0.8
Kahraman (2001)	$\sigma_c = 9.95V_p^{1.21}$	0.83
Kılıç & Teymen (2008)	$\sigma_c = 2.304V_p^{2.4315}$	0.96
Sharma & Singh (2008)	$\sigma_c = 0.0642V_p - 117.99$	0.92
Diamantis vd (2009)	$\sigma_c = 0.11V_p - 515.56$	0.9
Bazalt (Amigdaloidal)	$\sigma_c = 0.066V_p + 197.2$	0.94

Çizelge 4. σ_c ve $I_{s(50)}$ arasındaki görgül eşitlikler.

Araştırmacı	Görgül eşitlik	Korelasyon katsayısı (r)
Tuğrul & Zarif (1999)	$\sigma_c = 15.25I_{s(50)}$	0.98
Kahraman (2001)	$\sigma_c = 8.41I_{s(50)} + 9.51$	0.85
Fener vd (2005)	$\sigma_c = 9.08I_{s(50)} + 39.32$	0.85
Kılıç & Teymen (2008)	$\sigma_c = 100Ln(I_{s(50)}) + 13.9$	0.99
Diamantis vd (2009)	$\sigma_c = 19.79I_{s(50)}$	0.86
Bazalt (Amigdaloidal)	$\sigma_c = 4.031I_{s(50)} + 11.31$	0.74

Çizelge 5. σ_c ve N arasındaki görgül eşitlikler.

Araştırmacı	Görgül eşitlik	Korelasyon katsayısı (r)
Deere & Miller (1966)	$\sigma_c = 9.9e^{0.029N}$	0.94
Gökçeoğlu (1996)	$\sigma_c = 0.0001N^{3.2658}$	0.84
Tuğrul & Zarif (1999)	$\sigma_c = 8.36N - 416$	0.87
Diğer vd (2004)	$\sigma_c = 2.75N - 36.83$	0.97
Fener vd (2005)	$\sigma_c = 4.24e^{0.059N}$	0.81
Kılıç & Teymen (2008)	$\sigma_c = 0.0137N^{2.2721}$	0.96
Bazalt (Amigdaloidal)	$\sigma_c = 4.237N - 77.03$	0.82

5 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, Yozgat ili yakın çevresinden toplanan bazalt örneklerinde tek eksenli sıkışma dayanımı ile kuru birim hacim ağırlık, P-dalgası hızı, nokta yükü dayanım indeksi ve Schmidt sertlik değerleri arasındaki ilişkiler incelenmiştir. Makroskobik açıdan bazaltlar afanitik, vesiküler ve amigdaloidal dokulu olmak üzere üçe ayrılmıştır.

Amigdaloidal dokulu bazaltlardan elde edilen sonuçların literatürdeki sonuçlara uygunluk gösterdiği görüldüğü, afanitik dokulu bazaltlarda zayıf, vesiküler dokulu bazaltlarda ise anlamsız ilişkiler elde edilmiştir. Literatürden farklı olarak daha zayıf ve anlamsız çıkan sonuçların nedeni, afanitik dokulu bazaltların mikro çatlakları daha fazla içermesi ve vesiküler dokulu bazaltlarda ise doldurulmamış boşlukların bulunması olabilir.

Kayaçların fiziksel, indeks ve mekanik özellikleri arasında istatistiksel ilişkileri belirlemek için pek çok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalar sonucunda elde edilen görgül eşitliklerle, kolay belirlenebilen kayaç özelliklerinin yardımıyla diğer bazı kayaç özellikleri dolaylı yolla, özellikle projelerin başlangıç aşamalarındaki ön değerlendirmeler için belirlenebilmektedir. Ancak, bu tip çalışmaların ana malzemesinin bir kayaç olduğu, kayaçların da oldukça heterojen ve anizotrop bir yapıya sahip oldukları unutulmamalıdır. Aynı grup ya da aynı isimli kayaçların, özellikle içyapılarındaki bu karmaşık

durumdan dolayı farklı fiziksel ve mekanik özellikler gösterebileceği unutulmamalıdır.

Görgül eşitliklerin faydalı ve doğru bir şekilde kullanılabilmesi için, çalışmanın hangi tür kayaçlarda yapıldığı, bu kayaçların jeolojik özelliklerinin nasıl olduğu tam olarak ortaya konulmalı ve eşitliklerin kullanımı bu tür kayaçlarla sınırlandırılmalıdır.

KAYNAKLAR

- Akçe, M.A. ve Kadioğlu, Y.K. 2005. Yozgat Batoliti Kuzey Bölümündeki Lökogranitlerin Petrolojisi. Türkiye Jeoloji Bülteni, sayı 48/2, 1-20.
- Akesson, U., Lindqvist, J.E., Göransson, M., Stigh, J., 2001. Relationship between texture and mechanical properties of granites, central Sweden, by use of image-analysing techniques. Bull. Eng. Geol. Env. 60:277-284.
- Akıman, O., Erler, A., Göncüoğlu, M.C., Güleç, N., Geven, A., Türel, T.K. and Kadioğlu, Y.K. 1993. Geochemical characteristics of granitoids along the western margin of the Central Anatolian Crystalline Complex and their tectonic implications. Geol. J., 28, 371-382.
- ASTM, 1983. Test methods for ultra violet velocities determination. American Society for Testing and Materials. D2845.
- ASTM, 1986. Standard test method of unconfined compressive strength of intact rock core specimens. D2938.
- Deere, D.U., Miller, R.P., (1966). Engineering classification and index properties for intact rock. Air Force Weapons Lab. Technical Report, AFWL-TR 65-116, Kirtland Base, New Mexico.
- Diamantis, K., Gartzos, E. And Migiros, G., 2009. Study on uniaxial compressive strength, point load strength index, dynamic and physical properties of serpentinites from Central Greece: Test results and empirical relations. Eng. Geo. 108, 199-207.
- Fener, M., Kahraman, S., Bilgil, A. and Günaydın, O., 2005. A comparative evaluation of indirect methods to estimate the compressive strength of rocks. Technical note. Rock Mech. Rock Engng. 38(4), 329-343.
- Gökçeoğlu, C., 1996. Schmidt sertlik çekici kullanılarak tahmin edilen tek eksenli basıncı dayanımı verilerinin güvenilirliği üzerine bir değerlendirme. Jeol. Mühendisliği 48, 78 - 81.
- Göncüoğlu, M.C., Toprak, V., Kuşçu İ., Erler, A. and Olgun, E. 1991. Geology of the western part of the Central Anatolian Massif, Part 1: Southern Section: Unpubl. Report No. 2909, Turkish Petroleum Company (in Turkish).
- Howarth, D.F., 1986. Experimental study on the relationship between rock texture and mechanical performance. Technical note. Trans Inst Min Metall, v95, PA41-A45.
- ISRM, 2007. The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: Ulusay, Hudson (Eds.), Suggested methods prepared by the commission on testing methods, International Society for Rock Mechanics. ISRM Turkish National Group, Ankara, Turkey. 628 pp.
- Kahraman, S., 2001. Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 38, 981-994.

- Kılıç, A. and Teymen, A., 2008. Determination of mechanical properties of rocks using simple methods. *Bull. Eng. Geol. Environ* 67:237-244.
- Merriam, R., Rieke, H.H., Kim, Y.C., 1970. Tensile strength related to mineralogy and texture of some granitic rocks. *Eng. Geo.* 4, 155-160.
- Onodera, T.F., Asoka Kumara, H.M., 1980. Relation between teture and mechanical properties of crystalline rocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 22, 173-177. stones using petrographic thin-section data. *Bull. Assoc. Int. Assoc. Eng. Geol.* 22, 173-177.
- Sharma, P.K., Singh, T.N., 2008. A correlation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and uniaxial compressive strength. *Bull. Eng. Geol. Environ.* 67:17-22.
- Tuğrul, A. and Zarif, I.H., 1999. Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. *Eng. Geol.* 51, 303-317.

KB Adana kentsel gelişme bölgesindeki zeminlerin suda çözünebilir sülfat içerikleri ve beton üzerindeki potansiyel etkisinin değerlendirmesi *Assesment of water-soluble sulfate content of soils and their impact potential on concrete in the urban development district of NW Adana*

Z. Demiray, T. Çan, M. Akyıldız, M. Küçükönder, S.Tekin & B.Gören

Çukurova Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 01330, Sarıçam, ADANA

ÖZET: Yüksek çözünebilirliğe sahip olan jips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) mineralleri, uygun koşullar altında erime göstererek mağara ve dolin gibi karstik yapılar meydana getirmektedir. Diğer taraftan bünyesindeki moleküler suyu kaybederek anhidrite veya tekrar su alarak jipse dönüşüm sırasında, önemli hacimsel değişiklikler meydana getirmektedir. Bunun yanı sıra, dış ve iç kaynaklı sülfat iyonları ile çimento bileşenleri arasındaki kimyasal ve fiziksel etkileşimler “sülfat atağı” olarak isimlendirilmektedir. Meydana gelen sülfat atağı betonda genişleme ve donatıda korozyona yol açarak bozunmaya yol açabilmektedir. Adana kent merkezi yerleşkesi K ve KB’ya doğru özellikle son yıllarda hızlı bir artış göstermektedir. Kent merkezinin bu kesimleri, Adana baseni Tersiyer istifinin en genç birimi olan, başlıca kırıntılı sedimanlar ile evaporit ve sedimanter tüfit üyelerinin de eşlik ettiği Handere formasyonu ile temsil edilmektedir. “Gökkuyu Alçıtaşı Üyesi” olarak isimlendirilen evaporitler, kabaca D-B yönünde yayılım göstermekte olup, genelde jips ve yer yer anhidritlerden oluşmaktadır. Bu çalışmada, jips ve jips içerikli birimlerden alınan örnekler üzerinde suda çözünebilir sülfat miktarları belirlenerek, beton üzerindeki potansiyel etkileri değerlendirilmiştir.

ABSTRACT: Gypsum ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), is a highly soluble mineral and under suitable conditions it may dissolve forming karstic features such as caves and sinkholes. On the other hand anhydrite emerged after dehydration of primary gypsum or rehydration of the anhydrite to gypsum introduces considerable volumetric changes. Moreover, the chemical and physical processes caused by reactions of numerous cement components with sulfate ions originating from external or internal sources are called “sulfate attack” that may cause deterioration of the concrete by leading to expansion and corrosion of reinforcement. Urbanization in Adana city has been increasingly oriented towards the N and NW for the last several decades. The uppermost Tertiary sequence of the Adana Basin is represented by Handere formation that is widespread on the northern part of the city and mainly made up of clastic units accompanied with evaporites and sedimentary tuffit members. The evaporite deposits so-called “Gökkuyu Gypsum Member”, extending roughly E-W direction, are represented mainly by gypsum and anhydrite in places. In this study, the amount of water soluble sulfate in solids were identified on samples taken from gypsum and gypsum bearing soils and their potential effects on concrete were assessed.

1 GİRİŞ

Doğada hızlı çözünebilirliğe sahip ve erimeye karşı oldukça duyarlı olan jips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) mineralleri, zaman içinde çözünmeye bağlı mağara, erime, çökme dolini gibi karstik oluşukların meydana gelmesine neden olmaktadır. Jipslerin, yağış, yüzeyel akış, yeraltısuyu seviyesi değişimi gibi mevsimsel etkilere bağlı olarak erimesi sonucu üzerindeki zeminin çökmesi ya da

basınç ve ısı karşısında bünyesindeki moleküler suyu kaybederek anhidrite (CaSO_4) dönüşmesi veya şartlar oluştuğunda tekrar su alarak jipse dönüşmesi sonucu şişmesi ve bir iç basınç yaratarak zeminde kabarmaya, üzerindeki tabakalarla beraber yerleşim alanları, yollar vb. mühendislik yapılarını etkileyerek önemli temel sorunlarına neden olmakta ve insan güvenliğini tehdit etmeleri açısından doğal tehlike oluşturmaktadır (Klimchouk vd. 1996, Klimchouk 1996, Gutiérrez & Cooper 2007). Bu nedenle,

değişik problemlere yol açabilecek jipsli birimlerin, arazi kullanım planlamalarında ve jeoteknik tasarım aşamalarında gözönünde bulundurulması gerekmektedir. Jipsten kaynaklanan diğer bir sorun ise beton yapılara ciddi zarar veren, dış ve iç kaynaklı sülfat iyonları ile çimento bileşenleri arasındaki ileri aşamadaki kimyasal ve fiziksel etkileşimleridir. Bu etkileşimler genel olarak sülfat atağı olarak isimlendirilmektedir (Al-Amoudi 1997, Neville 2004, Nehdi & Hayek 2005). Sülfat atağının zararlı etkisi, sülfat iyonlarının sertleşmiş betondaki alüminli (C_3A) ve kalsiyumlu ($Ca[OH]_2$) bileşenlerle kimyasal reaksiyona girerek, hacmi çok artan etrenjit ve jips oluşturmaktan kaynaklanmaktadır (ACI 2001). Reaksiyon ürünleri, sertleşmiş betonda genişleme yaratarak agrega-çimento hamuru aderansının olumsuz yönde etkilenmesine, zamana bağlı olarak artan bu genişleme betonun çekme dayanımını geçerek çatlak oluşumuna ve geçirirliğin artmasına, ileri derecedeki etkilenmelerde ise betonun tamamen dağılmasına yol açar (Mehta & Monteiro, 1993). Ayrıca donatılı demirde korozif etki mekanizmasını hızlandırarak mühendislik yapılarının ömrünü azaltmakta, yerleşim bölgelerinde potansiyel tehlike oluşturmaktadır (Bentur vd. 1997, Skalny vd. 2001).

Bu çalışmada dış kaynaklı sülfat atağının yapı temellerinde meydana getirebileceği olası etkilerini ortaya koymak amacıyla kentsel yerleşimin gelişmekte olduğu kuzey Adana bölgesindeki jips ve jips içerikli zeminlerden alınan örnekler incelenmiş ve topraktaki suda çözünabilir sülfat miktarına göre betonda olası sülfat etkisi incelenmiştir.

2 JEOLojİ VE ARAZİ KULLANIMI

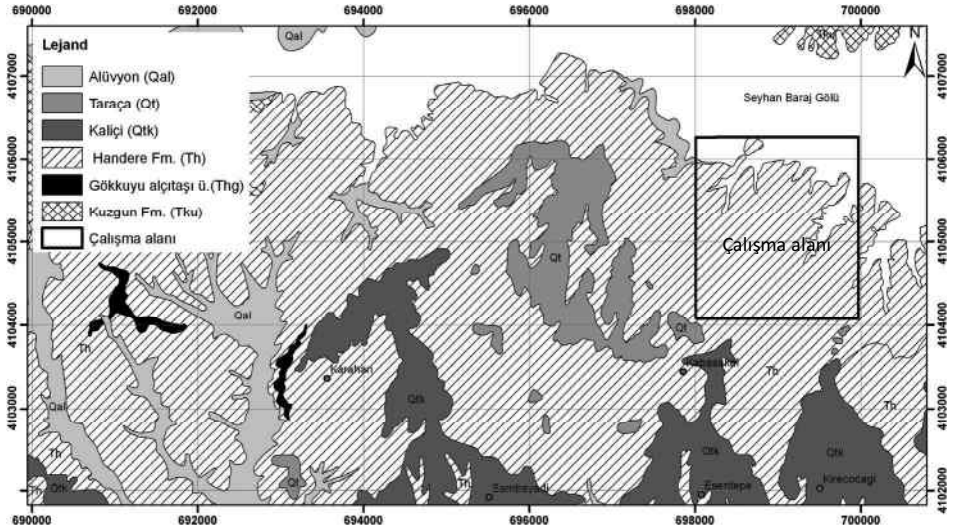
2.1 Jeoloji

Adana Baseni Tersiyer istifi, Paleozoyik ve Mesozoyik yaşlı temel kayalar üzerine uyumsuz olarak gelir. Tersiyer, basende Oligosen-Pliyosen zaman aralığında çökelen sedimanter kayalar ile temsil edilmekte ve Toros orojenik kuşağını oluşturan Paleozoyik-Mesozoyik yaşlı temel kayaların oluşturduğu engebeli bir topoğrafya üzerine uyumsuz olarak gelmektedir. Bu topoğrafya Miyosen'deki sedimantasyonu etkilemiş olup, havza kenarındaki vadi ve çukurluklara Oligosen-Erken Miyosen evresinde, tamamiyle karasal akarsu ve göl ortamlarını

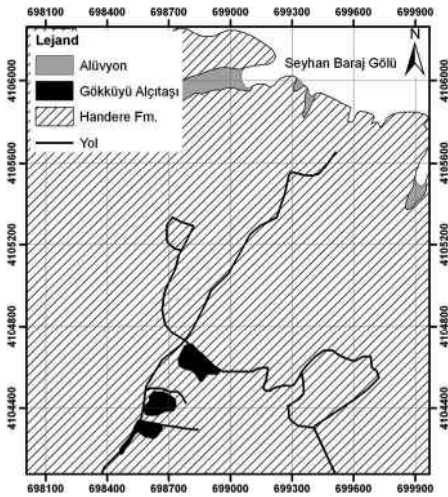
karakterize eden Gildirli ve Karsanti formasyonları çökelmiştir (Schmidt 1961). Paleotopoğrafik yükseltilerde ve basenin kenar kesimlerinde Erken-Orta Miyosen zaman aralığında Kaplankaya ile Karaisalı formasyonları, daha derin kesimlerde ise Cingöz ve Güvenç formasyonları çökelmiştir (Schmidt 1961). Tortoniye yaşlı karasal, sığ denizel ve deltayık sediman ardalanmasından oluşan Kuzgun formasyonu (Schmidt 1961, Yetiş vd. 1995) Kuzgun, Memişli ve Salbaş tüfit üyelerine ayrılmıştır (Yetiş & Demirkol 1986, Yetiş 1988). Kuzgun formasyonu üzerinde Handere formasyonuna (Schmidt 1961) ait sığ denizel kırıntılılar ve evaporitik çökeller (Gökkuyu Alçıtaşı üyesi, Yetiş 1988) ile akarsu sedimanları yer alır (Şek. 1) (Öğrünç vd. 2000).

Akdeniz Geç Miyosen istifleri içerisinde kalın evaporit yataklarının çökmesinin, "Messiniyen Tuzluluk Krizi" sonucu oluştuğu bilinmektedir (Öğrünç vd. 2000, Cosentino vd. 2010). Öğrünç vd. (2000) çalışma alanında yapmış oldukları çalışmalarında evaporitik oluşuklarında içinde bulunduğu Messiniyen-Pliyosen istifinin deltayık-sığ denizel sedimanlardan Tortoniye yaşlı birimler üzerine uyumlu olarak geldiğini belirtmişlerdir. İnceleme alanında yapılan saha çalışmaları ve ölçülen kesitlerin karşılaştırılması sonucunda istifin taban seviyelerinin jips, anhidrit ve üst seviyelerinin de ince taneli kırıntılı kayalarından oluştuğunu belirtmişlerdir. Evaporitik oluşumların genel olarak doğu batı uzanımında yanal devamlılığa sahip olmalarına rağmen, bazı yerlerde akarsu ortamına ait kanal dolguları şeklindeki çakıllaşları tarafından kesilmektedir (Öğrünç vd. 2000). Messiniyen tuzluluk krizinin etkilediği en önemli kıyı havzalarından biri Adana basenidir. Üç temel aşamada gelişen evrede; Tortoniye birimleri üzerine çökelen anhidritleri, masif selenit tipi jipsler içeren birinci aşamanın ardından halit, lamine jips, karbonatlar ve klastikler içeren tekrar çökme aşaması ve flüviyal çökeller içeren üst evaporitler yerleşimi izlemektedir (Cosentino vd. 2010).

Çalışma alanı içerisinde orta ölçekli jeoloji haritasında jips birimleri gerek haritalama ölçeği sınırlamalarından ve gerekse haritalama işlemi sonrasında yol ve temel kazı çalışmalarında ortaya çıkan jipsli seviyeler gösterilememiştir. Çalışma kapsamında büyük ölçekli jeoloji haritası hazırlanarak bölgede jips birimlerinin dağılımını gösteren detay jeoloji haritası hazırlanmıştır (Şek. 2).



Şekil 1. Çalışma alanı çevresinin jeoloji haritası (MTA 1991).



Şekil 2. Çalışma alanının detay jeoloji haritası.

Çalışma alanında jipsler masif olarak (Şek. 3) veya Handere formasyonu kırıntılı seviyeleri içerisinde oluşuklar halinde bulunmaktadır (Şek. 4). Yapılaşmanın giderek artış gösterdiği çalışma alanında bazı yapı temelleri doğrudan jips veya jips içerikli zeminler üzerinde bulunmaktadır.



Şekil 3. Çalışma alanındaki Gökkuyu alçıtaşı üyesinden bir görünüm.



Şekil 4. Handere formasyonu içerisinde jips içerikli seviyeler.

2.2 Arazi Kullanım

Adana ili Türkiye'nin en fazla nüfusa sahip beşinci ili olup yaklaşık son 25 yıllık süreçte, büyükşehir sınırları içerisindeki nüfus artışı %200'ün üzerindedir. Nüfus artışına paralel olarak Adana ili kent merkezi özellikle kuzeye doğru hızlı bir yapılaşma ile karşı karşıyadır. Adana kent merkezi çevresinin arazi kullanım değişimleri 1984 ile 2000 yıllarına ait Landsat uydu görüntüleri kullanılarak Alphan (2003) tarafından değerlendirilmiştir. Alphan (2003) söz konusu yıllar arasındaki yerleşim birimlerindeki değişikliği % 108'lik bir artışa karşılık geldiğini belirtmiştir. Bu çalışmada yerleşim alanlarındaki değişimin güncellenmesi ve söz konusu çalışmanın kuzey Adana ile ilgili olması bakımından özellikle yerleşim alanlarındaki değişimin belirlenmesi amacıyla 1987, 2003 ve 2010 yılı Landsat 5 LIT uydu görüntülerinde hedef tespiti yöntemi kullanılarak yerleşim alanları ve zamana bağlı değişimleri belirlenmiştir.

Hedef tespit yöntemi, spektral veya mekansal özelliğine bağlı olarak bir hedefi veya yapıyı yüksek çözünürlüklü uzaktan algılama görüntülerinde belirlemek amacıyla kullanılmaktadır. Hedef tespiti, belirli spektral aralıklarda algılanan verinin ölçülmesi (termal anomali gibi), şekil, spektral imza veya tekstür özelliklerine bağlı geliştirilen daha karmaşık yöntemlerin kullanıldığı birçok tekniği kapsamaktadır. Bu teknik çoğunlukla hyperspektral görüntüler üzerinden mineral haritalama, bitki türleri ve diğer insan yapılarının ayrılması gibi farklı amaçlarla kullanılmaktadır. Bu teknik kısaca eğitilmiş sınıflama yöntemine benzer bir şekilde görüntüde belirli bir sınıfın, yapının veya nesnenin tespit edilmesi olarak da özetlenebilmektedir.

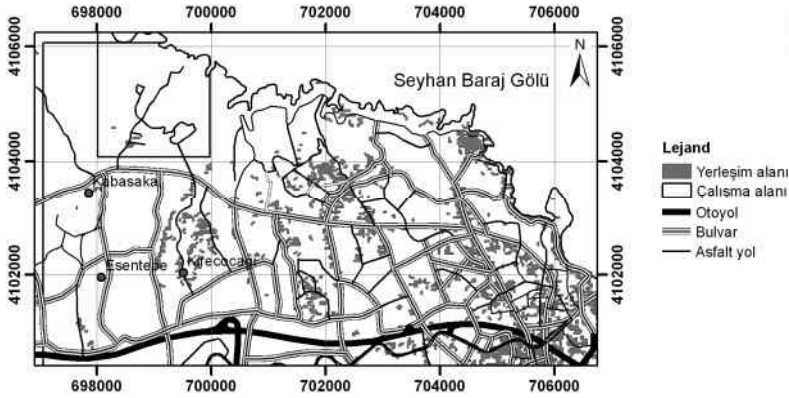
Bu çalışmada daha düşük spektral ve mekansal özellikte Landsat görüntülerinden yararlanılmıştır. Görüntüler öncelikle radyometrik ve geometrik olarak düzeltilmiştir. Radyometrik düzeltme sırasıyla yüzey yansıma değerlerine dönüştürülmüş ve atmosferik düzeltme yapılmıştır. Her bir görüntüde yerleşim alanlarına ait spektrumun oluşturulması amacıyla eğitim alanları (4855 hücre) belirlenmiştir.

Yerleşim alanlarının belirlenmesi aşamasında ara hesaplama aşamalarında gereksiz verinin azaltılması ve veride gürültü etkisinin giderilmesi için Minimum Gürültü Kırılım (MNF) dönüşümü gerçekleştirilmektedir (Boardman & Kruse 1994).

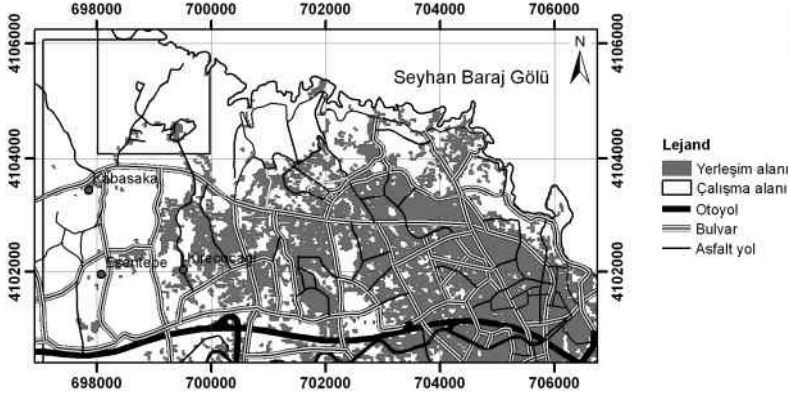
MNF dönüşümü, lineer temel bileşenler analizi (PCA) sırasında çok düşük korelasyonlu piksellerin yeniden ölçeklendirilmesini sağlamaktadır. Seçilen eğitim alanlarında spektral yansıma değerlerinde sapma oluşturan ekstrem değerler elemine edilmiştir. Böylelikle bir sonraki aşama olan eşleşme filtreleme sırasında gürültü etkisinden kaynaklanan varyanslar minimize edilmiştir.

Eşleşme filtrelemesi (EF), bilinmeyen arka plan bileşen yansımasının etkisini kaldırarak, bilinen bir son elemanın yansıma değerinin artırılması ile tüm son elemanların bilinmesi gereksinimi ortadan kaldırılmaktadır (Chen & Reed 1987, Yu vd. 1993, Harsanyi & Chang 1994). Bu şekilde görüntü eğitilerek veya bir spektral kitaplık kullanılarak hedef yapıların tespit edilmesi kolaylaşmaktadır. Karışım uyumlu eşleşme filtreleme ise sinyal süreç metodolojileri ve lineer karışım teorisinin bir hibrid metottur. Yöntem analiz çıktısı olarak EF skor görüntüsü ve geçersizlik (infeasibility) görüntüsü elde edilmektedir. Bu iki görüntüde MF skoru yüksek ve geçersizlik değeri düşük olan alanlar eğitilen spektruma bağlı olarak hedeflenen alanın seçiminde son aşamayı oluşturmaktadır (Boardman 1998).

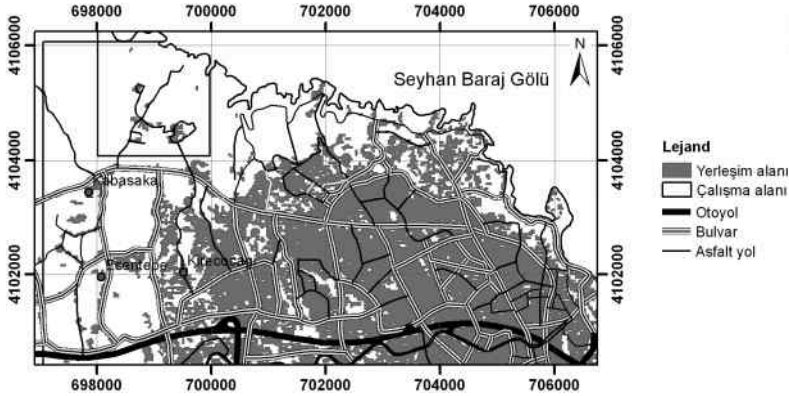
Bu çalışmada 1987, 2003 ve 2010 yıllarına ait yerleşim alanları ve bu alanların değişim oranları yukarıda kısaca özetlenen yöntem kullanılarak değerlendirilmiştir (Şek. 5). Kent merkezinin kuzeyini Seyhan Baraj Gölü sınırlandırmaktadır. Bu nedenle hem Baraj Gölü peyzajının çekim merkezi hem de doğal sınır oluşturmaları bakımından yerleşim alanlarında kuzey ve kuzeybatıya doğru hızlı bir artış gözlenmektedir. Yerleşim alanlarındaki artışın 1987 ile 2003 yılları arasında % 400 oranında, 2003 ile 2010 yılları arasında ise %168 oranında olduğu belirlenmiştir. Çalışma alanı olarak belirlenen saha içerisinde müstakil ve site halinde yapılaşmalar başta olmak üzere okul gibi yapılarda bulunmaktadır. Yerleşim alanlarındaki artış hızına bağlı olarak başta çalışma alanı olmak üzere daha batıya doğru Gökkuşu alçığı biriminin yüzeylendiği alanlarda da ileride yerleşim yoğunluğunun artış göstermesi beklenmektedir.



(a)



(b)

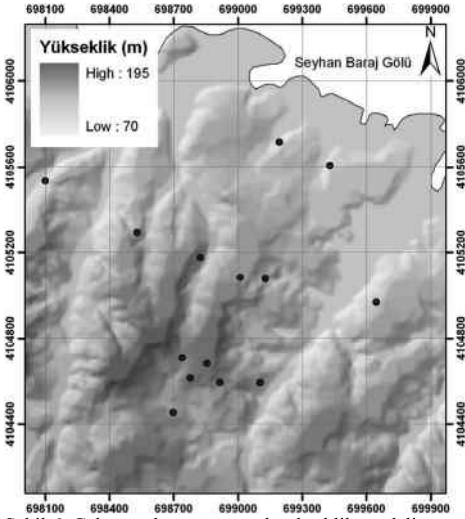


(c)

Şekil 5. 1987 (a), 2003 (b) ve 2010 (c) yılı Landsat 5 LIT uydu görüntüleri kullanılarak yerleşim alanlarının zamana bağlı değişimleri. Ana ulaşım ağları güncel duruma göre çizilmiştir.

3 ZEMİNLERİN SUDA ÇÖZÜNEBİLİR SÜLFAT İÇERİKLERİ

Çalışma alanının 10m aralıklı 1:25,000 ölçekli sayısal yükseklik haritasından elde edilen sayısal yükseklik modeli Şekil 6'da verilmiştir. Buna göre çalışma alanı yükseklik değerleri 70-195m arasında değişmektedir. Genel olarak kuzeyde göl alanına doğru olan drenaj kanallarına uyumlu olarak uzanan sırtlar bulunmakta olup jipsli seviyeler henüz akarsu aşındırmasının olmadığı tepelik alanlarda yüzeylenmektedir (bkz Şek. 2, 6). Kentsel yerleşimin gelişmekte olduğu kuzey Adana bölgesinin çalışma alanı olarak belirlenen bölümünde yüzeylenen jips ve jips içerikli zeminlerden örnekler alınarak suda çözünabilen sülfat miktarlarını ve betonda olası etkisini ortaya koymak amacıyla jeokimyasal analizler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 6. Çalışma alanının sayısal yükseklik modeli.

Beton malzemesinin dış kaynaklı sülfat içerikli zeminler ile kimyasal etkileşimi sonucu meydana gelen olası sülfat atağı etkisini ortaya koymak amacıyla genel olarak kullanılan USBR (1973), CSA (2000), Caltrans (1999) ve ASTM C1580-05 (2005) olmak üzere dört farklı deney standardı bulunmaktadır. Bu standartların karşılaştırması Feng & Hayes (2010) tarafından Amerikan Beton Enstitüsü Beton yapılar için inşaat kodu gereksinimlerini (ACI 2005) dikkate alınarak yapılmıştır. Burada toprakta suda çözünabilen sülfat içeriklerini belirlemek amacıyla en son yöntem olan ASTM C1580'nin kullanılması

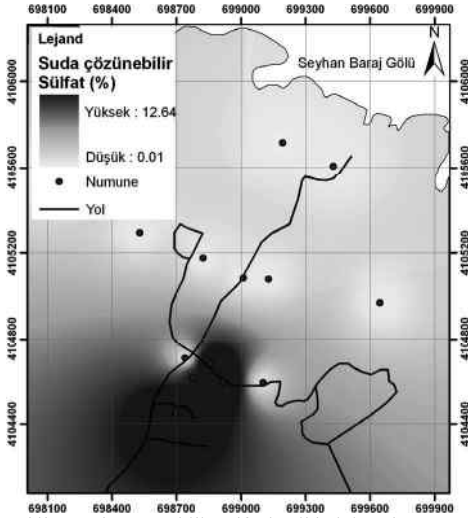
önermişlerdir. Bu çalışmada da deneyler ASTM C1580'e göre Çukurova Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Servet Yaman Jeokimya laboratuvarında yapılmıştır. ASTM C1580'e göre 18-24 saat boyunca 110°C etüvde bekletilen örneklerden yaklaşık olarak 1:8 ve 1:80 oranında iki farklı çözelti hazırlanmasını kapsamaktadır. Standart %3.33'e kadar sülfat içeren örneklerde turbidimetrik yöntemi önermekte, topraktaki sülfat miktarının daha fazla olması durumunda ise ASTM C114'e göre farklı oranlarda çözelti hazırlanarak suda çözünabilen sülfat içeriğinin belirlenmesinde gravimetrik yöntemin kullanılması gerektiğini belirtmiştir.

Çalışma kapsamında jips biriminin yüzeylendiği alanlarda yüksek sülfat içeriği nedeniyle 1:80 ve 1:50 karışım oranlarında, düşük sülfat içerikli topraklarda ise 1:8 ve 1:80 oranlarında her birinden ikişer adet olmak koşuluyla deneyler gerçekleştirilmiştir. Amerikan Beton Enstitüsü Beton yapılar için inşaat kodu gereksinimleri (ACI 2005)'de suda çözünabilen sülfat içeriklerine göre betonda dış kaynaklı Çizelge 1'de verilen sülfat etkisi değerlerine göre değerlendirme yapılmıştır.

Çizelge 1. ACI (2005)'e göre betonda dış kaynaklı sülfat etkisi.

Sülfat Ortamı	Toprakta suda çözünabilen SO ₄ miktarı (%)	Sudaki SO ₄ miktarı (ppm)	Betondaki Maksimum Su/Çimento oranı
Az Etkili	<0.10	0-150	
Etkili	0.10-0.20	150-1500	0.50
Çok Etkili	0.20-2.00	1500-10000	0.45
Aşırı Etkili	>2.00	>10000	0.45

Çalışma alanından alınan 14 farklı numune üzerinde suda çözünabilen sülfat yüzdeleri 0.01 ile 12.64 arasında değişmektedir. Jips içerikli zeminlerin suda çözünabilen sülfat yüzdeleri 2'nin üzerinde olduğu durumda ACI 2005'e göre betonda dış kaynaklı sülfat etkisi aşırı etkili olarak değerlendirilmektedir. Çalışma alanında elde edilen değerler göz önünde bulundurulduğunda maksimum değerler aşırı etkili sınıfın 5 ve 6 katı daha fazla çıkmaktadır. Alınan örneklerden elde edilen değerler üzerinden interpolasyon yöntemi uygulanarak çalışma alanının tamamı için suda çözünabilen sülfat değerlerinin mekansal dağılımını gösteren harita Şekil 7'de verilmiştir. Buna göre jips veya sülfat içeriği yüksek zeminlerin betonda dış kaynaklı sülfat atağına karşı oldukça duyarlı oldukları sonucu elde edilmiştir.



Şekil 7. Suda çözünbilir sülfat içeriklerinin çalışma alanı içerisinde mekansal dağılımı.

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada KB Adana kentsel gelişim alanı içinde yer alan bir bölgedeki zeminlerden alınan numuneler üzerinde suda çözünbilir sülfat içerikleri ve beton üzerine oluşturabileceği potansiyel etkileri araştırılmıştır. Elde edilen suda çözünbilir sülfat miktarlarına göre betonun maruz kalabileceği sülfat ortamlarının, bazı bölgelerde, Amerikan Beton Enstitüsü sınıflamasına (ACI 2005) göre etkili-çok etkili sınırında olduğu görülmüştür. Çalışma alanında jipsli seviyeler inşaat kazıları sonrasında açığa çıkmıştır. Dolayısıyla benzer durumların çalışma alanı dışında yerleşime açılması planlanan diğer bölgelerde de karşılaşımla olasılığı bulunmaktadır. Çalışma alanının genişletilerek ve jipslerin örtülü olabileceği alanlarda derinden numune alımları yapılması ile bölgesel anlamda sülfat atağı potansiyelinin ortaya çıkarılmasını sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- ACI, 2001. Guide to Durable Concrete (ACI 201.2R-01) American Concrete Institute, Farmington Hills, MI 41p.
- ACI, 2005. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary. (ACI 318R-05) 430p.
- Al-Amoudi, O.S.B., 1997. Sulfate attack and reinforcement corrosion in plain and blended cements exposed to sulfate environments. Building and Environment, 33, 53-61.

- Alphan, H., 2003. Land-use change and urbanization of Adana, Turkey. Land Degradation & Development, 14: 575-586. doi: 10.1002/ldr.581
- Andreo, B., Carrasco, F., Durán, J.J. and LaMoreaux, J.W., 2010. Advances in Research in Karst Media. Springer.
- ASTM C1580-05, 2005. Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil.
- Bentur, A., Diamond, S. and Berke, N.S., 1997. Steel Corrosion in Concrete, E & FN Spon, London.
- Boardman J. W., 1998. Leveraging the high dimensionality of AVIRIS data for improved sub-pixel target unmixing and rejection of false positives: mixture tuned matched filtering. In: 7th JPL Airborne Geoscience Workshop, pp. 55-56.
- Boardman, J. W., and Kruse, F. A., 1994. Automated spectral analysis: a geological example using AVIRIS data, north Grapevine Mountains, Nevada: in Proceedings, ERIM Tenth Thematic Conference on Geologic Remote Sensing, Environmental Research Institute of Michigan, Ann Arbor, MI, pp. 1-407 - 1-418.
- Caltrans (California Department of Transportation Test Method) 1999. 417-99, Testing Soils and Waters for Sulfate Content.
- Chen, J. Y. and I. S. Reed, 1987. A detection algorithm for optical targets in clutter, IEEE Trans. on Aerosp. Electron. Syst., V. AES-23, No. 1.
- Cooper, A.H. and Calow, R.C., 1998. Avoiding Gypsum Geohazards: Guidance For Planning And Construction. Keyworth, Nottingham, British Geological Survey, 1998, pg.7.
- Cosentino, D., Darbaş, G. and Gürbüz, K., 2010. The Messinian salinity crisis in the marginal basins of the peri Mediterranean orogenic systems: examples from the central Apennines (Italy) and the Adana Basin (Turkey). Geophysical Research Abstracts Vol. 12, EGU2010-2462, 2010 EGU General Assembly 2010.
- CSA (Canadian Standards Association), 2000. Test Method A23.2-3B, Determination of Total or Water-Soluble Sulphate Ion Content of Soil.
- Feng, X. and Hayes, C. F., 2010. Test Methods for Water-Soluble Sulfate in Soils (Updated), SN3016a, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 15 p.
- Gutiérrez, F. and Cooper, A.H., 2001. Evaporite Dissolution Subsidence in the Historical City of Calatayud, Spain: Damage Appraisal and Prevention. Natural Hazards, Kluwer Academic Publishers, 25:259-288
- Harsanyi, J. C., and C. I. Chang, 1994. Hyperspectral image classification and dimensionality reduction: An orthogonal subspace projection approach, IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, V. 32, pp. 779-785.
- Hayes, C. F., 2007. Test Methods for Water-Soluble Sulfate in Soils, SN3016, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 13 pages.
- Klimchouk, A. Forti P., and Cooper A., 1996. Gypsum karst of the World: a brief overview. Int. Journal of Speleology. 25 (3-4), Chapter II.1:159-181
- Klimchouk, A., 1996. Hydrogeology of gypsum formations. Int. Journal of Speleology. 25 (3-4), Chapter I.6:83-89
- Mehta, P.K. and Monterio, P.J.M., 1993. Concrete, 2nd Edn. McGraw Hill, New York.
- MTA, 1991. 1:100,000 ölçekli Kozan-K20 Paftası Jeoloji Haritası.
- Nehdi, M. and Hayek, M., 2005. Behavior of blended cement mortars exposed to sulfate solutions cycling in relative humidity. Cement and Concrete Research, 35, 731-742

- Neville, A., 2004. The confused world of sulfate attack on concrete. *Cem Concr Res* 34:1275-96.
- Öğrünç, G., Gürbüz, K. ve Nazik, A., 2000. Adana baseni Üst Miyosen-Pliyosen istifinde Messiniyen Tuzluluk Krizine ait bulgular, *Yerbilimleri*, 22, 183-192.
- Schmidt, G.C., 1961. Stratigraphic Nomenclature for the Adana Region Petroleum District, VII: Petroleum Administration Bull., 6, Ankara, 47-63s.
- Skalny, J., Gebauer, J. and Odler, I., (eds) 2001. Materials Science of Concrete Special Volume: Calcium Hydroxide in Concrete, The American Ceramic Society, Westerville, OH.
- Skalny, J.P., Odler, I. and Marchand, J. 2003. Sulfate Attack on Concrete, Spon, London.
- USBR (United States Bureau of Reclamation), 1973. Method of Test for Determining the Quantity of Water-Soluble Sulfate in Solid (Soil and Rock) and Water Samples.
- Yetiş, C. ve Demirkol, C., 1986. Adana Baseni Batı Kesiminin Detay Etüdü, M.T.A. Derleme Rapor No.8037, Ankara, 187s. (yayınlanmamış).
- Yetiş, C., 1988. Some Remarks on the Drying Time of the Mediterranean: Adana Basin, 2nd Geological Congress of Turkey: Ankara 43-44s.
- Yetiş, C., Kelling, G., Gökçen, S.L., and Baroz, F., 1995. A revised stratigraphic framework for Later Cenozoic sequences in the Northeastern Mediterranean Region. *Geologische Rundschau*, 84, 794-812.
- Yu, X., I. S. Reed, and A. D. Stocker, 1993. Comparative performance analysis of adaptive multispectral detectors, *IEEE Trans. on Signal Processing*, V. 41, No. 8.