

KAYAMEK'2002

VI. BÖLGESEL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU

ROCKMEC'2002

VIth REGIONAL ROCK MECHANICS SYMPOSIUM



10-11 EKİM 2002

10-11 OCTOBER 2002



SELÇUK ÜNİVERSİTESİ MADEN MÜHENDİSLİĞİ BÖLÜMÜ
SELÇUK UNIVERSITY MINING ENGINEERING DEPARTMENT



TÜRK ULUSAL KAYA MEKANİĞİ DERNEĞİ
TURKISH NATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS

KONYA/TÜRKİYE

Editorler/Edited By
C.Şensöğüt & İ.Özkan

Teorik ve Analitik Çalışmalar
Theoretic and Analytical Studies

Hoek-Brown ölçütünün tanımladığı yenilme zarfları ve yüzeylerinin özellikleri

Properties of failure envelopes and surfaces defined by the Hoek-Brown failure criterion

H. Gerçek

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

ÖZET: Hoek-Brown (H-B) yenilme ölçütü hakkında yeterince anlaşılmayan hususlardan biri de ölçüte göre yenilme zarflarını ve yüzeylerini tanımlayan eşitliklerin mekanik anlamlarıyla ilgilidir. Bu bildiri, H-B görgül ölçütünün tanımladığı yenilme zarfları ve yüzeylerinin özellikleri hakkında bazı bilgiler vermektedir. Bu kapsamda; normal gerilme ve kayma gerilmesi uzayında tanımlanan Mohr yenilme zarfı, en küçük ve en büyük asal gerilmeler uzayında tanımlanan iki-boyutlu yenilme yüzeyi ve asal gerilmeler uzayında tanımlanan üç-boyutlu yenilme yüzeyi göz önünde bulundurulmuştur. Bu yenilme zarflarını ve yüzeylerini veren matematiksel ifadeler sunulmuş, bunların türleri veya alternatif şekilleri tanıtılmıştır. Ayrıca, bu yenilme zarfları ve yüzeylerinin önemli özelliklerinden söz edilerek, az bilinen kısımları incelenmiştir.

ABSTRACT: One of the less understood areas about the Hoek-Brown (H-B) failure criterion involves the mechanical implications of the equations defining the failure envelopes and surfaces according to the criterion. This paper gives some information on the properties of the failure envelopes and yield surfaces defined by the H-B empirical criterion. In this context, the following are considered: Mohr failure envelope defined in the normal stress and shear stress space, two-dimensional failure surface defined in the minimum and maximum principal stress space, and three-dimensional yield surface defined in the principal stress space. The mathematical expressions defining the failure envelopes and surfaces are presented, and their versions or alternative forms are introduced. Also, some important features of these failure envelopes and surfaces are mentioned while their less-known portions are examined.

1 GİRİŞ

Hoek-Brown (H-B) görgül yenilme ölçütünün (Hoek & Brown 1980 a,b) kaya mekaniği topluluğuna tanıtılmasından bu yana yirmi yıldan fazla süre geçmesine karşılık, uygulamalarıyla ilgili yayınlarda karşılaşılan sorunlar, ölçütün yetkinliği ve sınırlamaları hakkında hala yanlış anlamalar olabileceğini göstermektedir. Ayrıca, ölçütün bazı yönlerinin yeterli düzeyde bilinmemesi yüzünden de kaya mühendisliği uygulamalarında bazı sıkıntılar yaşanmaktadır. Ölçüt hakkında, diğerlerine kıyasla, daha az anlaşılan konulardan biri de ölçüte ait yenilme zarflarını ve yüzeylerini tanımlayan eşitliklerin mekanik anlamlarıyla ilgilidir.

Bu bildiride, H-B ölçütünün tanımladığı yenilme zarfları ve yüzeylerinin özellikleri hakkında bazı önemli bilgiler sunulmaktadır. Bu çerçevede;

- normal gerilme ve kayma gerilmesi (σ, τ) uzayında tanımlanan Mohr yenilme zarfı,
- en küçük ve en büyük asal gerilmeler (σ_3, σ_1) uzayında tanımlanan iki-boyutlu yenilme yüzeyi ve
- asal gerilmeler ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) uzayında tanımlanan üç-boyutlu yenilme yüzeyi

göz önünde bulundurulmuştur. Bu yenilme zarflarını ve yüzeylerini tanımlayan matematiksel ifadeler verilmiş, alternatif türleri tanıtılmıştır. Ayrıca, söz konusu yenilme zarfları ve yüzeylerinin önemli özellikleri vurgulanmış ve bazı ilginç kısımları incelenmiştir.

2 TEMEL BİLGİLER

H-B yenilme ölçütünün günümüzde yaygın olarak kullanılan "genelleştirilmiş" (generalized) şekli şöyledir (Hoek & Brown 1997):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + (m_b \sigma_{ci} \sigma_3' + s \sigma_{ci}^2)^a \quad (1)$$

Burada; σ_1' ve σ_3' , sırasıyla, yenilme anındaki asal etkin gerilmeler; σ_{ci} , sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımıdır. Ayrıca, boyutsuz dayanım sabitleri olarak bilinen m_b , s ve a da, kaya kütlesinin yapısını ve eklem yüzeylerinin niteliğini yansıtan, jeolojik dayanım indeksinin (GSI) işlevleri olan görgül bağıntılar yardımıyla verilmektedir. Örneğin; çok düşük nitelikte olmayan ($GSI > 25$ olan) kaya kütleleri için

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/28] \quad (2.a)$$

$$s = \exp[(GSI - 100)/9] \quad (2.b)$$

$$a = 0.5 \quad (2.c)$$

bağıntıları önerilmektedir (Hoek & Brown 1997). Yukarıda (2.a) bağıntısında yer alan m_i ise sağlam kaya malzemesine ait dayanım sabitidir. Son yıllarda, bu bağıntılara alternatif bazı yeni eşitlikler de önerilmiştir (Habimana et al. 1999, Sönmez ve Ulusay 1999, Sönmez 2001, Ulusay ve Sönmez 2002).

Bu bildiride, yenilme zarfları ve yüzeyleriyle ilgili olarak aşağıda sunulan bağıntıların yalnızca $a = 0.5$ olan kaya kütlelerine uygulanabileceği vurgulanmalıdır. Ayrıca, etkin (effective) gerilmeyi ayırtlandırmak için normal gerilmelerin üslu yazılmasından, eşitliklerde kolaylık sağlaması amacıyla, vaz geçilmiştir. Özetle, bildirinin bundan sonraki kısımlarında H-B ölçütü

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s \sigma_{ci}^2)^{1/2} \quad (3)$$

bağıntısıyla anılacaktır. Ölçütün gelişimiyle ilgili detaylı bilgiler diğer kaynaklarda (Gerçek 1996, Hoek & Brown 1997, Ulusay & Sönmez 2002) verilmektedir.

3 MOHR YENİLME ZARFI

H-B yenilme ölçütünün normal gerilme - kayma gerilmesi (σ , τ) uzayında tanımlanan Mohr yenilme zarfı parabolik olup, zarfın kapalı-tip matematiksel bağıntısı ilk kez J.W. Bray tarafından geliştirilmiştir (Hoek 1983). Daha sonra; Ucar (1986), Sheorey

(1997) ve Kumar (1998) da Mohr yenilme zarfına ait benzer bağıntıları sunmuştur. Ne var ki, Hoek ve Brown (1997) bunları "kullanışsız" olarak niteleyerek, yaklaşık bir çözüm elde edilmesine yarayan kendi özgün yaklaşımlarının "daha pratik" olduğunu belirtmiştir. Aslında tüm sorun, Mohr-Coulomb (M-C) yenilme ölçütünü kullanan bilgisayar programlarının gereksinimlerini karşılamak üzere eşdeğer kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinin belirlenmesidir (Hoek & Brown 1997). Diğer yandan, Hoek ve Brown'ın (1997) önerdiği yaklaşımla ilgili olarak da bazı uyarıların yapıldığı da göz önünde bulundurulmalıdır. Aşağıda, aslında pek de kullanışsız olmayan, kapalı-tip (closed-form) matematiksel bağıntılar sunulmaktadır.

Kumar (1998), H-B ölçütünün Mohr yenilme zarfını,

$$\tau = 0.5(m_b \sigma_{ci} \sigma + s \sigma_{ci}^2)^{1/2} \cos \phi / (1 + 2 \sin \phi)^{1/2} \quad (4.a)$$

bağıntısıyla vermektedir (Şek. 1). Bu bağıntı da aşağıdaki şekilde normalleştirilebilir.

$$(\tau / \sigma_{ci})^2 = 0.25(m_b \sigma / \sigma_{ci} + s) \cos^2 \phi / (1 + 2 \sin \phi) \quad (4.b)$$

Burada; ϕ , anlık (instantaneous) içsel sürtünme açısıdır ve normal gerilmeye bağlı olup, aşağıdaki üçüncü derece denklemin uygun kökü yardımıyla bulunabilir (Ucar 1986):

$$\sin^3 \phi - k \sin^2 \phi + 0.5 = 0. \quad (5)$$

Burada,

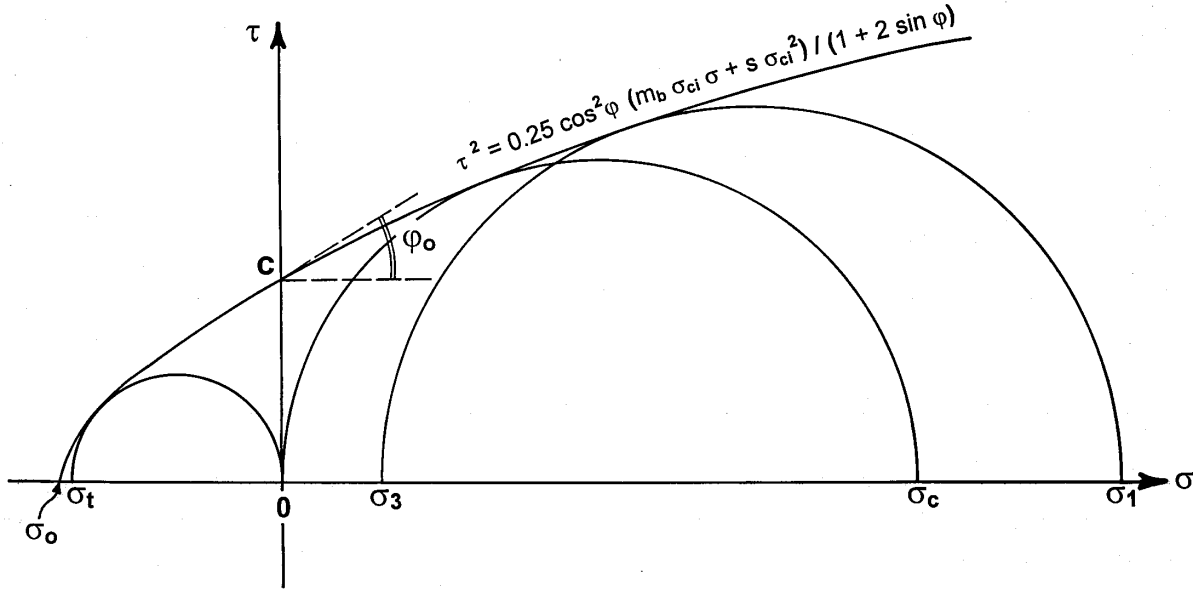
$$k = 8 [\sigma / (m_b \sigma_{ci}) + s / m_b^2] + 1.5 \quad (6)$$

bağıntısıyla verilmektedir. Ayrıca, içsel sürtünme açısının (ϕ) tanımlanabilmesi için gerekli koşul olan $\sigma \geq - (s / m_b) \sigma_{ci}$ durumunda, (5) denkleminin tüm kökleri gerçektir; biri negatif, biri 1'den büyük ve biri de 1'den küçüktür (aranan kök budur). Uygun kök,

$$\sin \phi = \{2 \cos [(1/3) \cos^{-1} (1 - 6.75 / k^3) + 4\pi/3] + 1\} k / 3 \quad (7)$$

bağıntısıyla verilmektedir (Ucar 1986). Sheorey'in (1997) Ucar'a (1986) da atıfta bulunarak verdiği k değeri hatalıdır. Eşitlik (4.a)'da $\sigma = 0$ alınarak elde edilecek ϕ açısı, Mohr zarfının τ eksenini kestiği andaki ϕ_0 değeridir (Şek. 1). Bu değer yardımıyla kaya kütlesinin kohezyonu

$$c = 0.5 s^{1/2} \sigma_{ci} \cos \phi_0 / (1 + 2 \sin \phi_0)^{1/2} \quad (8.a)$$



Şekil 1. H-B görgül yenilme ölçütüne ait parabolik Mohr yenilme zarfı ve özellikleri.

veya

$$c = 0.125 m_b \sigma_{ci} (1 - \sin \phi_o) / \tan \phi_o \quad (8.b)$$

bağıntılarıyla elde edilebilir. Yukarıdaki bağıntılarda $m_b = m_i$ ve $s = 1$ alınarak, sağlam (intact) kaya malzemesine ait içsel sürtünme açısı (ϕ_{oi}) ve kohezyon (c_i) değerleri elde edilebilir. Dikkat edilirse; ϕ_{oi} bilindiği zaman, m_i dayanım değiştirgesinin de

$$m_i = 4 \sin \phi_{oi} / [(1 - \sin \phi_{oi}) (1 + 2 \sin \phi_{oi})^{1/2}] \quad (9.a)$$

bağıntısıyla kestirilebileceği anlaşılır. Aslında, H-B ölçütünde sağlam kaya malzemesine ait m_i değerinin belirlenmesinde, tek- ve üç-eksenli basınç dayanımı verileri istatistiksel olarak değerlendirilmektedir. Ayrıca, deney verileri olmadığı zaman kullanılmak üzere, birçok kayaç cinsine ait m_i değeri de çizelgelerde sunulmaktadır (Hoek & Brown 1997, Marinos & Hoek 2001). Ancak, bu değer kestirimi için kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı (σ_{ci}) ve tek eksenli çekme dayanımı (σ_{ti}) değerleri de kullanılabilir:

$$m_i = \sigma_{ti} / \sigma_{ci} - \sigma_{ci} / \sigma_{ti} \quad (9.b)$$

Ancak, günümüzde doğrudan çekme dayanımı deneyi çok seyrek yapılmaktadır; onun yerine, dolaylı (Brazilian) çekme dayanımı (σ_{tB}) deneyi tercih edilmektedir. Bu durumda,

$$m_i = 16 \sigma_{tB} / \sigma_{ci} - \sigma_{ci} / \sigma_{tB} \quad (9.c)$$

bağıntısı kullanılmalıdır.

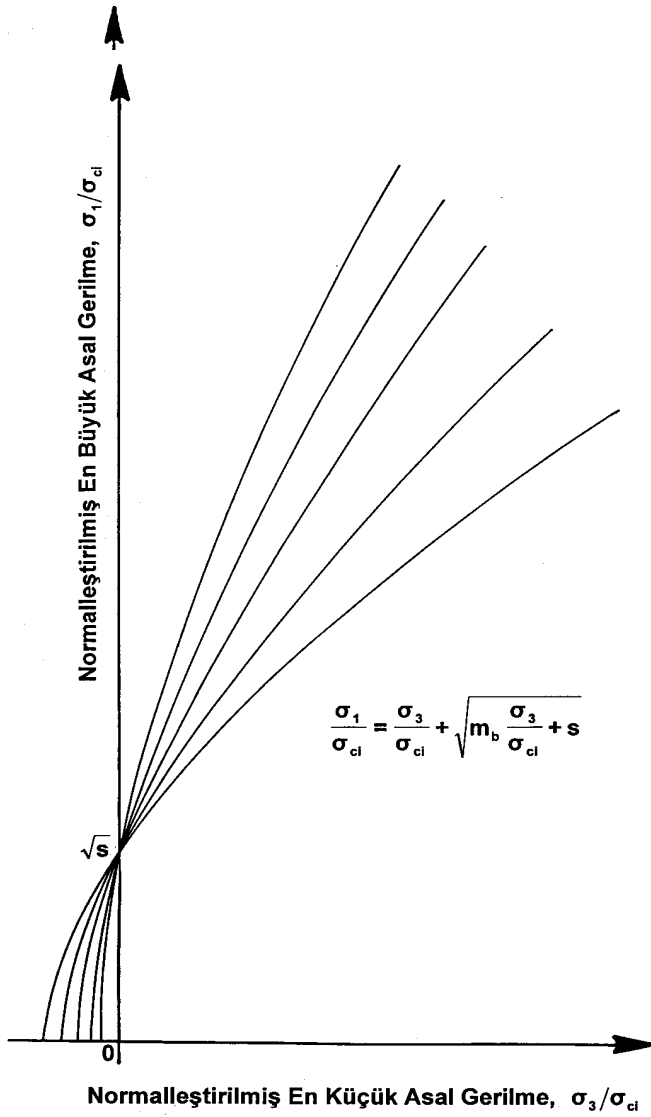
H-B ölçütüne ait Mohr yenilme zarfının negatif normal gerilme kısmı da ilginç özellikler göstermektedir. Zarfın σ eksenini kestiği ($\tau = 0$) noktasında, aslında tek eksenli çekme yenilmesini temsil eden Mohr çemberine teğet olmadığını belirtmekte yarar vardır. Bu noktadaki normal gerilmenin (σ_o) değeri, kayanın iki- veya üç-eksenli çekme gerilmesi atında, tek eksenli çekme (σ_t) dayanımından biraz daha yüksek olan çekme gerilmelerine karşı koyabileceğini göstermektedir. Diğer bir deyişle,

$$\sigma_o = -(s/m_b)\sigma_{ci} < \sigma_t = 0.5\sigma_{ci}[m_b - (m_b^2 + 4s)^{1/2}] \quad (10)$$

olmakla birlikte, uygulamada karşılaşılan tipik m_b ve s değerleri göz önünde bulundurulursa, pratik olarak $\sigma_o \approx \sigma_t$ alınabilir. Aslında, σ_o değeri, H-B ölçütünün asal gerilmeler uzayında tanımladığı iki- veya üç-boyutlu yenilme yüzeyinin hidrostatik gerilme eksenini kestiği noktadaki asal gerilmelerin değeridir.

4 İKİ-BOYUTLU YENİLME YÜZEYİ

H-B ölçütünün iki-boyutlu asal gerilmeler uzayında tanımladığı çok iyi bilinen yenilme yüzeyi, (3) eşitliği ile verilmektedir.



a. σ_{ci} 'ye göre normalleştirme

b. Ölçeklenmiş asal gerilmelere göre normalleştirme

Şekil 2. H-B ölçütünün normalleştirilmiş iki-boyutlu yenilme yüzeyleri.

H-B ölçütü çeşitli amaçlarla ve farklı şekillerde normalleştirilmektedir. Bunlardan en yaygını, ölçütün σ_{ci} 'ye göre yapılan normalleştirilmesidir:

$$\sigma_1 / \sigma_{ci} = \sigma_3 / \sigma_{ci} + (m_b \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^{1/2} \quad (11)$$

Dikkat edilirse, bu tür normalleştirmede yenilme yüzeyi σ_{ci} 'den bağımsız hale gelmiştir (Şek. 2.a). Son yıllarda yaygın olarak kullanılan bir normalleştirme şekli daha vardır. Londe'nin (1988) önerdiği bir dönüşüm yardımıyla, H-B ölçütü "yeniden ölçeklenmiş" (re-scaled) ya da yeni ve daha küçük ölçekte biçimlendirilmiştir. Eşitlik (3)'te asal gerilmeleri " $m_b \sigma_{ci}$ " ye bölüp " s / m_b^2 " ile toplayarak, ölçeklenmiş (scaled) asal gerilmeler tanımlanmıştır (Carranza-Torres & Fairhurst 1999, 2000):

$$S_1 = \sigma_1 / (m_b \sigma_{ci}) + s / m_b^2 \quad (12.a)$$

$$S_3 = \sigma_3 / (m_b \sigma_{ci}) + s / m_b^2 \quad (12.b)$$

Bu dönüşüm yardımıyla elde edilen

$$S_1 = S_3 + S_3^{1/2} \quad (13)$$

şeklindeki yenilme zarfı σ_{ci} , m_b ve s değiştirgelerinden bağımsız hale gelmiştir. Söz konusu değiştirgeler bir bakıma (13) bağıntısında gizlenmiş olup, bu bağıntı H-B ölçütünün uygulanabildiği her türde kaya için geçerlidir (Carranza-Torres & Fairhurst 1999, 2000). Diğer bir deyişle, ister kaya malzemesi isterse kaya kütlesi olsun, H-B ölçütünün uygulanabildiği tüm durumlarda, yenilme anındaki ölçeklenmiş asal gerilmeleri gösteren nokta (13) eşitliği ile verilen eğrinin üzerine düşmek zorundadır (Şek. 2.b).

Eşitlik (13)'ün sağladığı matematiksel kolaylık yardımıyla, H-B ölçütüne uyan kaya kütlesi içinde oluşturulan silindirik ve küresel yeraltı açıklıklarının

elasto-plastik çözümlmeleri çok daha kapsamlı bir şekilde yapılabilmektedir (Carranza-Torres & Fairhurst 1999, 2000).

5 ÜÇ-BOYUTLU YENİLME YÜZEYİ

H-B ölçütünün 3-boyutlu asal gerilmeler uzayında tanımladığı yenilme yüzeyini gerilme değişmezleri (stress invariants) cinsinden veren eşitliği elde etmek için, (3) bağıntısında $\sigma_1 > \sigma_3$ olacak şekilde

$$\sigma_1 = 2(J_2/3)^{1/2} \sin(\theta + 2\pi/3) + I_1/3 \quad (14.a)$$

$$\sigma_1 = 2(J_2/3)^{1/2} \sin(\theta + 4\pi/3) + I_1/3 \quad (14.b)$$

değişiminin yapılması gerekir. Burada; I_1 , gerilme gereyinin (tansörünün) birinci değişmezi; J_2 , sapırtıcı (deviatoric) gerilme gereyinin ikinci değişmezi; θ ise Lode açısı ($-\pi/6 \leq \theta \leq \pi/6$) olup,

$$\theta = \{\sin^{-1} [-1.5 J_3 (3 / J_2^3)^{1/2}]\} / 3 \quad (15.a)$$

bağıntısıyla verilmektedir. J_3 , sapırtıcı gerilme gereyinin üçüncü değişmezidir. Gerilme değişmezleri de asal gerilmeler ve ortalama normal gerilme (σ_{ort}) cinsinden aşağıda verilmektedir.

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3 \sigma_{ort} \quad (15.b)$$

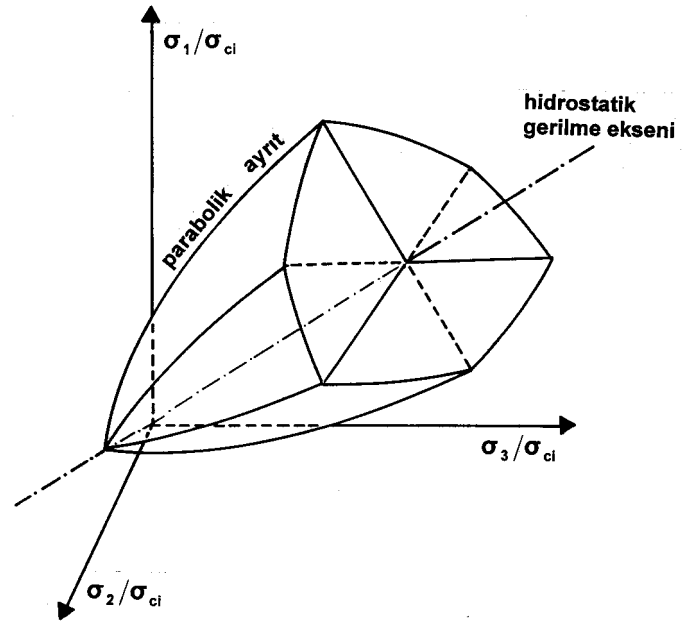
$$J_2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] / 6 \quad (15.c)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_{ort})(\sigma_2 - \sigma_{ort})(\sigma_3 - \sigma_{ort}) \quad (15.d)$$

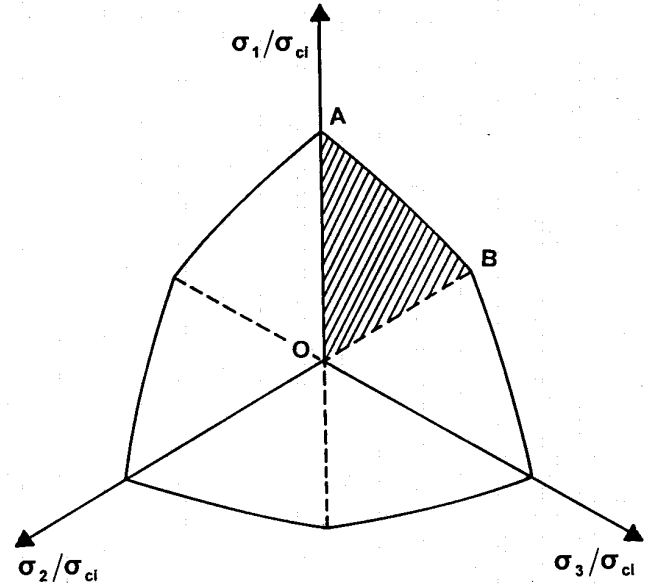
Eşitlik (3)'te (14.a) ve (14.b) yerine koyulup gerekli düzenleme yapılırsa, şu bağıntı elde edilir:

$$4 \cos^2 \theta (J_2 / \sigma_{ci}^2) + m_b (\cos \theta + \sin \theta / 3^{1/2}) J_2^{1/2} / \sigma_{ci} - (m_b \sigma_{ort} / \sigma_{ci} + s) = 0. \quad (16)$$

Eşitlik (16)'nın normalleştirilmiş asal gerilmeler uzayında tanımladığı yüzey altı yüzlü ve sivri uçlu bir mermi görünümündedir (Şek. 3.a). Altıgen piramit şeklindeki M-C yenilme yüzeyinin doğrusal olan yanal ayrıtlarına kıyasla, H-B yenilme yüzeyinin yanal ayrıtları paraboliktir. Ayrıca, bu yüzeyin oktahedral (hidrostatik gerilme eksenine dik) düzlem üzerindeki izinin yine M-C ölçütündekine benzer şekilde altıgen olduğu bilinmektedir (Şek. 3.b). Tüm eşyönlü (izotropik) ölçütlerde olduğu gibi; bu altıgen izin sınırladığı alan, üç-eksenli basınç çizgisi (OA) ile üç-eksenli uzama (OB) çizgisi arasında kalan 1/6'lık kısmın



a. Yüzeyin normalleştirilmiş asal gerilmeler uzayındaki "altı yüzlü mermi" görünümü.



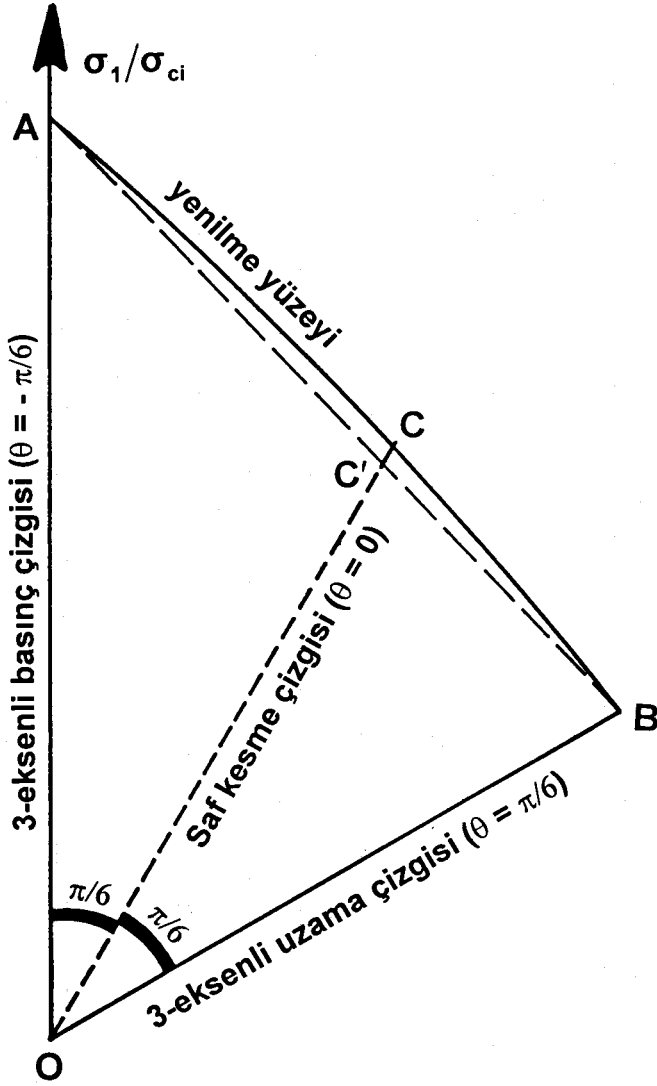
b. Yenilme yüzeyinin oktahedral düzlem üzerindeki "altıgen" izi.

Şekil 3. H-B ölçütünün üç-boyutlu yenilme yüzeyi.

hidrostatik eksen etrafında belirli bir düzende yansıtılmasıyla oluşmuştur (Şek. 3.b). Söz konusu 1/6'lık kısmın incelenmesiyle, altıgenin tümü hakkında bilgi edinilebilir.

Oktahedral düzlemdeki bir noktanın, hidrostatik eksene olan normalleştirilmiş uzaklığı $(2 J_2)^{1/2} / \sigma_{ci}$ olduğuna göre, altıgen üzerindeki bir noktanın merkeze olan uzaklığı (16) denkleminin uygun kökü yardımıyla bulunabilir. Mekanik açıdan;

- üç-eksenli basınç çizgisinin ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$) yenilme yüzeyi ile kesiştiği A noktası,
- üç-eksenli uzama çizgisinin ($0 < \sigma_2 < \sigma_1 = \sigma_3$) yenilme yüzeyi ile kesiştiği B noktası ve



Şekil 4. Üç-boyutlu yenilme yüzeyinin oktahedral düzlemdeki izinin doğrusallıktan sapması.

- saf kesme (pure shear) çizgisinin yenilme yüzeyi ile kesiştiği C noktası önemli ve ilginç noktalardır (Şek. 4). Bu önemli noktaların hidrostatik eksene olan normalleştirilmiş uzaklıkları

$$OA = 2^{1/2} \{ [m_b^2 / 3 + 12 (m_b \sigma_{ort} / \sigma_{ci} + s)]^{1/2} - m_b / 3^{1/2} \} / 6 = q_c / \sigma_{ci} \quad (17.a)$$

$$OB = 2^{1/2} \{ [4m_b^2 / 3 + 12 (m_b \sigma_{ort} / \sigma_{ci} + s)]^{1/2} - 2 m_b / 3^{1/2} \} / 6 = q_t / \sigma_{ci} \quad (17.b)$$

$$OC = 2^{1/2} \{ [m_b^2 / 3 + 16 (m_b \sigma_{ort} / \sigma_{ci} + s)]^{1/2} - m_b \} / 8 = q_s / \sigma_{ci} \quad (17.c)$$

bağıntılarıyla verilmektedir. Aslında, altıgenin ACB kenarı çok hafif bir şekilde eğriseldir (dışbükey). Gerçekten de bu eğrisellik gözle fark edilemeyecek derecede hafiftir. Öyle ki; OAB üçgeninin AOB açısına ait açıortayı olan saf kesme çizgisinin, AB doğru parçasını kestiği nokta olan C', yenilme yüzeyindeki C noktasına çok yakındır (Şek. 4). ACB kenarının doğrusallıktan sapmasının bir bakıma göstergesi olan C'C/OC oranı, genellikle % 1'den azdır. Genelde, m_b ve s (dolayısıyla da GSI) değerleri azaldıkça veya $\sigma_{ort} / \sigma_{ci}$ değeri arttıkça, doğrusallıktan sapma daha da azalmaktadır. Bu oranı veren bağıntı aşağıda sunulmuştur:

$$C'C / OC = 1 - (3)^{1/2} q_c q_t / [(q_c + q_t) q_s] \quad (18)$$

H-B yenilme yüzeyinin oktahedral düzlemdeki izi olan, kenarları çok hafifçe eğrisel altıgenin köşeleri tıpkı Tresca ya da M-C ölçütlerinde olduğu gibi tekillik (singularity) oluşturmaktadır. Bu tür yenilme yüzeyleri, elasto-plastik çözümlemelerde sıkıntı yaratmaktadır. Bunun önüne geçmek amacıyla, ölçütün tanımladığı yüzeyin tekillik noktaları içermemesi için bazı matematiksel düzenlemeler yapılarak, her noktasında teğeti tanımlanabilen sürekli yüzeyler elde edilmeye çalışılmıştır. Ölçütün Pan ve Hudson (1988) tarafından önerilen "basitleştirilmiş" (simplified) veya Wei ve Hudson (1990, 1991) tarafından önerilen "geliştirilmiş" (extended) tiplerinin tanımladığı yüzeyler bunlara örnektir.

6 SON GELİŞMELER VE TARTIŞMA

Bu bildirinin hazırlanması son aşamasına girerken (Temmuz 2002'de) bu konuyla ilgili çok ilginç bir gelişme meydana gelmiştir. Hoek et al. (2002), H-B ölçütünde belki de bugüne kadar yapılan en "radikal" değişikliği önermiştir. Bu öneriye göre; (1) bağıntısındaki dayanım sabitleri

$$m_b = m_i \exp[(GSI - 100)/(28 - 14D)] \quad (19.a)$$

$$s = \exp[(GSI - 100)/(9 - 3D)] \quad (19.b)$$

$$a = 0.5 + [\exp(-GSI/15) - \exp(-20/5)]/6 \quad (19.c)$$

şeklinde, hepsi de GSI'nın işlevleri olan eşitliklerle verilmektedir. Burada D, kaya kütlelerinin patlatma hasarı ve gerilme rahatlaması yoluyla maruz kaldığı örselenme derecesine bağlı bir çarpandır. D'yi "örselenme faktörü" (disturbance factor) olarak adlandıran Hoek et al. (2002), D'nin değerlerinin kestirimi için de bir çizelge sunmaktadır. Bu

çarpanın adı, felsefesi ve kullanım şekli, çok şaşırtıcı ama bir o kadar da düşündürücü bir tesadüf (?) sonucu, Sönmez ve Ulusay'ın (1999) yaklaşımıyla paralellik göstermektedir.

Ayrıca, s değiştirgesini veren (19.b) bağıntısı, GSI'nin tüm değerleri için geçerli olmaktadır. Böylece, s 'nin daha önce GSI = 25 durumunda, (2.b) bağıntısıyla verilen değerinden $s = 0$ değerine aniden azalmasının önüne geçilmektedir. Ancak, bu düşünce de Hoek et al.'den (2002) kısa bir süre önce Sönmez (2001), Sönmez ve Ulusay (2002) tarafından ortaya atılmıştır.

Benzer şekilde, a 'nın GSI'nin 26 ile 25 değerleri arasındaki süreksizliğinin giderilmesine yönelik daha önce de bazı öneriler sunulmuştur (Gerçek 1996, Sönmez 2001, Sönmez & Ulusay 2002). Söz konusu önerilerde, kaya kütlesi çok düşük nitelikli olmadıkça, $a = 0.5$ değeri korunmaktadır. Ancak, Hoek et al. (2002) tarafından önerilen son yaklaşımda, yalnızca GSI = 100 (sağlam kaya malzemesi) için $a = 0.5$ olmakta ve GSI < 100 için a 'nın değerleri sürekli bir şekilde artarak, GSI = 0 durumunda $a \approx 0.666$ olmaktadır.

Bu durumda, $a = 0.5$ olmasının sağladığı birçok matematiksel kolaylık, yeni yapılan değişiklik sonucu, yalnızca GSI = 100 durumuyla sınırlı kalmaktadır. Diğer bir ifadeyle; yeni değişiklikler yaygın olarak kabul görürse, bildirinin önceki bölümlerinde sunulan tüm matematiksel bağıntılar yalnızca $m_b = m_i$, $s = 1$ ve $a = 0.5$ değerleri için geçerli olacaktır.

Bilindiği gibi; ölçütü ilgili olarak, daha önce de bazı değişiklikler önerilmekle birlikte bunların bazıları yaygın olarak benimsenmemiştir. Örneğin; benzer bir radikal değişiklik 10 yıl önce Hoek et al. (1992) tarafından önerilmiş ve eklemli kaya kütleleri için "değiştirilmiş" (modified) H-B ölçütü

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} (m_b \sigma_3' / \sigma_{ci})^a \quad (20)$$

bağıntısıyla verilmiştir. Bu yaklaşımda, dayanım değiştirgesi a için önerilen ve 0.3 ile 0.65 arasında değişen değerler (daha sonra GSI kavramının oluşmasına öncülük eden) bir çizelgede sunulmuştur. Ancak, dayanım değiştirgesi s 'nin ortadan kaldırılması sonucu, kaya kütlesinin tek eksenli basınç ve çekme dayanımlarının sıfır olmasını gerektiren bu yaklaşım kısa bir süre sonra terk edilmiştir.

Yeni yapılan değişiklikle, $a > 0.5$ (GSI < 100) olması durumunda, kaya kütlesinin tek eksenli çekme dayanımının kapalı-tip matematiksel bir çözümle hesaplanması kolaylığı ortadan kalkmıştır. Şöyle ki; (1) bağıntısında $\sigma_1' = 0$ ve $\sigma_3' = \sigma_t$ alınarak elde edilen

$$(-\sigma_t / \sigma_{ci})^{1/a} - m_b (\sigma_t / \sigma_{ci}) - s = 0 \quad (21)$$

denkleminin uygun kökü ancak sayısal bir yöntemle bulunabilecektir. Nitekim, bu zorluğu fark eden Hoek et al. (2002), "gevrek kayalarda tek eksenli çekme dayanımının iki eksenli çekme dayanımına eşit olduğunu" vurgulayarak, kaya kütlesinin çekme dayanımı için (1) bağıntısında $\sigma_1' = \sigma_3' = \sigma_t$ alınarak elde edilen

$$\sigma_t = -(s / m_b) \sigma_{ci} \quad (22)$$

eşitliğinin kullanılmasını önermektedir. Bu son örnek, yeni önerinin daha şimdiden bazı zorlamalara yol açtığını göstermektedir. Ayrıca, H-B ölçütünün mühendislik uygulamalarında $a = 0.5$ alınarak yapılmış olan birçok kapalı-tip çözüm de "güncelliğini kaybetme" tehlikesiyle karşı karşıyadır.

Sonuç olarak, detaylı irdelemeler yapmadan ve geniş bir uygulama yelpazesinin süzgecinden geçirilmeden, önerilen değişikliklerin yerleşmiş yaklaşımlarda ne gibi sonuçlar ortaya çıkartabileceğini kestirmek zordur. Bu konuda, zaman en iyi göstergedir.

7 SONUÇ

H-B görgül yenilme ölçütünün tanımladığı Mohr yenilme zarfı, iki- ve üç-boyutlu yenilme yüzeyleri incelenmiştir. Yenilme zarfları ve yüzeyleriyle ilgili matematiksel bağıntılar ve bu bağıntılar yardımıyla elde edilen bazı yararlı eşitlikler sunulmuştur. Ayrıca, ölçütü ilgili bazı yeni gelişmeler de tartışılmıştır. Ölçütün mekanik açıdan daha iyi anlaşılması, ölçütü ilgili bağıntıların dikkatli bir şekilde incelenmesiyle mümkündür. Ölçütün amacına uygun kullanımı için yetkinliğinin ve sınırlarının iyi bilinmesi gerekir. Aksi taktirde, her güçlü araçta olduğu gibi, yanlış kullanım sonucunda büyük hataların ve zararların ortaya çıkması kaçınılmazdır.

KAYNAKLAR

- Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. 1999. The elasto-plastic response of underground excavations in rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 36: 777-809.
- Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C. 2000. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15 (2): 187-213.

- Gerçek, H. 1996. Hoek-Brown yenilme ölçütünün gelişimi. 3. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*. Ankara: Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, s. 251-262.
- Habimana, J., Labiouse, J & Descoeudres, F. 1999. Failure criterion for cataclastic rocks: Experience from the Cleuson-Dixence Project *Proc. 9th Int. Congress on Rock Mechanics*. ISRM, Rotterdam: Balkema, 1: 605-610.
- Hoek, E. 1983. Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, 33: 187-223.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1980a. *Underground Excavations in Rock*. London: Institution of Mining and Metallurgy.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1980b. Empirical strength criterion for rock masses. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 106 (GT9): 1013-1035.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 34 (8): 777-809.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *Proc. NARMS - TAC 2002 Joint Conference*, July 7-10, Toronto, 7 pp., <http://www.rocksience.com>
- Hoek, E., Wood, D. & Shah, S. 1992. A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. *Proc. ISRM Symposium: Eurock'92, Rock Characterization*, London: British Geotechnical Society, pp. 209-214.
- Kumar, P. 1998. Shear failure envelope of Hoek-Brown criterion for rock masses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 13 (4): 453-458.
- Londe, P. 1988. Discussion on the determination of the shear failure envelope in rock masses. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 114 (3): 374-376.
- Marinos, P. & Hoek, E. 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 60: 85-92.
- Pan, X.D. & Hudson, J.A. 1988. A simplified three-dimensional Hoek-Brown yield criterion. *Proceedings, ISRM Symposium: Rock Mechanics and Power Plants*, Rotterdam: Balkema, pp. 95-103.
- Sheorey, P.R. 1997. *Empirical Failure Criterion*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Sönmez, H. 2001. Hoek-Brown Ölçütünün Fisürlü Killerin Yenilme Davranışına Uygulanabilirliğinin Araştırılması. Doktora Tezi, HÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Jeoloji Mühendisliği Anabilim Dalı, Ankara, 215+45 s.
- Sönmez, H. & Ulusay, R. 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 35 (2): 777-809.
- Sönmez, H. & Ulusay, R. 2002. Some suggestions for improvements to the Hoek-Brown strength criterion. Submitted for publication in *Engineering Geology*.
- Ucar, R. 1986. Determination of shear failure envelope in rock masses. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 112 (3): 303-315.
- Ulusay, R. ve Sönmez, H. 2002. *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*. Ankara: Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları: 60.
- Wei, L. & Hudson, J.A. 1990. Permeability variation around underground openings in jointed rock masses: a numerical study. *Proc. International Conf. on Rock Joints*, Rotterdam: Balkema, pp. 565-569.
- Wei, L. & Hudson, J.A. 1991. An extended H-B criterion as yield surface for rocks. *Proc. 3rd International Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials: Theory and Applications*, C.S. Desai et al. (eds.), New York: ASME, pp. 185-188.

Eşdeğer malzeme modellerin boyutlandırılma prensipleri

Scaling principles for equivalent material models

H. Yavuz

Süleyman Demirel Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Isparta

ÖZET: Eşdeğer malzeme modelleme tekniği, yapay malzeme ile laboratuvar ölçeğinde hazırlanmış modeller vasıtasıyla yeraltı veya yerüstü kaya yapılarının duraylılık analizinde yaygın olarak kullanılan kaya mekaniği tasarım yöntemlerinden biridir. Sınırları kazıdan etkilenmeyecek uzaklıkta seçilen ve birincil arazi gerilmelerine maruz prototipin (modellenmesi tasarlanan kesit) içerisinde yer alan kayanın, açıklığın ve zayıflık düzlemlerinin modellenmesi amacıyla geometri, dayanım ve gerilme için ölçek faktörlerinin belirlenmesi gerekmektedir. Bu çalışmada, yeraltındaki bir açıklığı çevreleyen kaya formasyonlarındaki deformasyon ve yenilmeyi etkileyen parametreler belirlenmiş ve bu parametreler birbiriyle boyut analizi yöntemi kullanılarak ilişkilendirilmiştir. Modeli boyutlandırmada kullanılacak ölçek faktörleri ise boyut analizi sonucu belirlenen boyutsuz ürünlerin, prototip ve model için aynı olması gerektiği prensibine dayanan Buckingham'ın Pi teorisi kullanılarak belirlenmiştir. Düzlem modellerin sınırları ve yükleme durumları için sağlanması gerekli şartlar ayrıca verilmektedir.

ABSTRACT: Equivalent material modelling technique is one of the commonly used rock mechanics design methods for analysing the stability of underground or surface structures by means of laboratory scale models manufactured by artificial material. Geometry, strength and stress scaling factors should be assigned in order to model rock, opening and weakness planes existing in the prototype that its boundaries is selected far from disturbance of excavation. In this study, parameters effecting the deformation of rock formations around an underground opening have been determined and related to each other using dimensional analysis method. Scaling factors, which are used for dimensioning the model, have been determined by Buckingham's PI theorem. According to this theorem, dimensionless products found from dimensionless analysis should be same for both prototype and model. Conditions for plane models should be provided for model boundaries and loading have also been given in this paper.

1 GİRİŞ

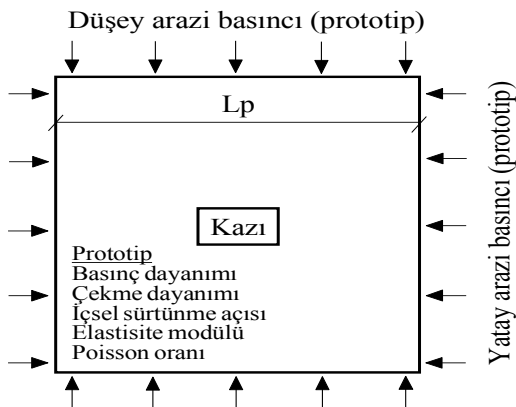
Eşdeğer malzeme modelleme tekniği simülasyon (benzetim) şartlarına uygun olarak laboratuvar ölçeğinde yapay malzeme ile üretilmiş modeller vasıtasıyla birincil arazi gerilmelerine maruz kaya yapılarının davranışının tahmininde kullanılan fiziksel modelleme tekniklerinden biridir. Fiziksel modeller prensip olarak foto-elastik modeller ve eşdeğer malzeme modeller olmak üzere iki ana grupta incelenebilir. Foto-elastik modeller yeraltı kazısını çevreleyen veya açıklıklar arasında kalan sürekli, izotropik ve elastik olarak kabul edilen formasyonlardaki ikincil gerilme dağılımlarının analizinde kullanılan modellerdir. Bu modelleme tekniğinde, kayanın elastik davranışı önemli

olduğundan dolayı kayanın elastik modülü selüloid veya farklı reçine türleri kullanılarak boyutlandırılır (Stimpson,1970). Bu modellerin geometrisinin ve elastik özelliklerinin boyutlandırılma esasları, kayaların elasto-plastik davranışının simülasyonunu mümkün kılan eşdeğer malzeme modeller ile aynı prensibe dayandığından dolayı bu çalışmada model boyutlandırma prensipleri eşdeğer malzeme modeller için incelenmektedir.

Eşdeğer malzeme modelleme yönteminin foto-elastik yöntemle kıyasla avantajı seçilen model malzemesinin kaya içerisindeki deformasyon ve yenilme bölgelerinin görsel olarak belirlenmesine olanak vermesidir. Modellerde ya kayanın kendisi ya da laboratuvar ortamında üretilen yapay bir malzeme model malzemesi olarak tercih edilir. Model malzemesinin

hazırlanmasında genellikle bağlayıcı olarak alçı veya çimento, dolgu maddesi olarak silis içeriği yüksek ince boyutta kum ve değişik ince boyutta mineraller kullanılmaktadır (Barton, 1970, Bandis, 1980, Bakhtar vd. 1986, Yavuz, 1999). Kayanın kendisinin model malzemesi olarak kullanılması halinde sadece model boyutlarının ve modele uygulanacak gerilmelerin ölçeklendirilmesi gerekmektedir, ancak model boyutlarının artması ile model açıklık çevresindeki deformasyon ve yenilme bölgelerini temin edecek ikincil gerilmelerin oluşumunda yüksek yük uygulama kapasitesine sahip test donanımı gerekecektir ki çok büyük model boyutlarında bu yükün model kenarlarına uygulanması hemen hemen imkansız ve ekonomik değildir. Ayrıca tabakalı ve süreksizlikler içeren formasyonların modellenmesinde kayanın işlenmesi zordur. Bu nedenlerden dolayı öngörülen sonlu boyuttaki prototip (modellenmesi öngörülen kesit, esas örnek) içerisinde yer alan kaya tabakalarının ve süreksizliklerin modellenmesinde belirli bir ölçekte üretilerek kayayı her yönden temsil edebilecek model malzemesi üretilmelidir.

Dikdörtgen kesitli bir yeraltı açıklığı çevresindeki deformasyon ve kırılma bölgelerini belirlemek amacıyla modellenecek prototipin boyutları, sınırlarındaki gerilmeler ve materyal özellikleri Şekil 1'de görülmektedir. Eşdeğer malzeme modellerin inşasından önce modellenmesi düşünülen prototipin boyutlarının, prototipi oluşturan formasyonların dayanımının ve prototip kenarlarına etkiyen birincil arazi gerilmelerinin belirli ölçeklerde modelde temsil edilmesi gerekmektedir. Bu ölçek faktörlerinin belirlenmesi amacıyla, yeraltındaki bir açıklığı çevreleyen kaya formasyonlardaki deformasyonları etkileyen parametreler birbiriyle boyut analizi yöntemi kullanılarak ilişkilendirilecek ve modeli boyutlandırmada kullanılacak ölçek faktörleri ise Buckinghamın Pi teorisi kullanılarak belirlenecektir. Model sınırlarına uygulanacak yüklerin belirlenmesinde model boyutları ayrıca dikkate alınmaktadır.



Şekil 1. Prototip boyutlandırma parametreleri

2 BOYUT ANALİZİ

Boyut analizi yöntemi ölçülebilir değişkenlerin boyutları arasında fonksiyonel bir ilişki kurularak boyutsuz hale getirilmesinde kullanılmaktadır. Fiziksel niceliklerin esas boyutları, kütle (M), uzunluk (L) ve zaman (T) olarak kabul edilir (Langhaar 1951, Obert & Duvall 1967). Poisson oranı, birim deformasyon ve sürtünme açısı gibi bazı nicelikler boyutsuzdurlar. X_1 'den başlayarak X_n 'e kadar devam eden değişkenler eşitlik 1 deki gibi bir fonksiyon ile ifade edilebilir (Obert & Duvall, 1967).

$$F_i = X_1^{k_1} \cdot X_2^{k_2} \cdot \dots \cdot X_i^{k_i} \cdot \dots \cdot X_n^{k_n} \quad (1)$$

Eğer değişken X_i 'nin boyutları $M^{a_i} L^{b_i} T^{c_i}$ ise $X_i^{k_i}$ 'nin boyutları $M^{a_i \cdot k_i} L^{b_i \cdot k_i} T^{c_i \cdot k_i}$ şeklinde ifade edilebilir. Eşitlik 1 yeniden düzenlenerek:

$$F_i = M^{a_1 k_1 + a_2 k_2 + \dots + a_i k_i + \dots + a_n k_n} L^{b_1 k_1 + b_2 k_2 + \dots + b_i k_i + \dots + b_n k_n} T^{c_1 k_1 + c_2 k_2 + \dots + c_i k_i + \dots + c_n k_n} \quad (2)$$

şeklinde yazılabilir (Obert & Duvall, 1967).

Değişkenlerin arasında, eşitlik 2'de verilen ana birimlerin üslerinin

$$\begin{aligned} a_1 k_1 + a_2 k_2 + \dots + a_i k_i + \dots + a_n k_n &= 0 \\ b_1 k_1 + b_2 k_2 + \dots + b_i k_i + \dots + b_n k_n &= 0 \\ c_1 k_1 + c_2 k_2 + \dots + c_i k_i + \dots + c_n k_n &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

şartını sağlaması halinde boyutsuz hale getirilerek bağıntı kurulabilir (Obert & Duvall, 1967). Boyutsuz olan bu yeni ürünler Buckinghamın Pi teoremine göre π ifadesi şeklinde tanımlanabilir (Langhaar 1951). π ifadelerinin boyutsuz ürünleri sonsuz sayıda olabileceği gibi bütün bu ifadeler birbirinden bağımsız olamazlar bunlar arasında bir ilişki mevcut olacaktır. Katsayılar a_i , b_i , c_i 'nin bir matrisi çizelge 1'deki gibi düzenlenebilir. Düzenlenen matrisin satır sayısı sütun sayısına (n) eşit ise bu matris n tertipli bir matristir. Eğer satır sayısı m, sütun sayısı n ise bu matrisin tertibi m x n şeklindedir. m x n tertipli bir matrisin rankı r x r düzeninde kare matrisler düzenlenerek bulunabilir. Bu düzenlenen matrislerin hepsinin determinantı sıfıra eşit ise m x n tertibindeki matrisin rankı r değerinden küçük, birinin determinantı sıfıra eşit değilse m x n tertibindeki matrisin rankı r değerine eşit olacaktır. Boyut analizi yapılan değişken sayısı n ve düzenlenen matrisin rankı r ise boyutsuz ürün sayısı (P_d , π ifadesi)

$$P_d = n - r \quad (4)$$

eşitliği ile bulunur.

Çizelge 1. Boyut matrisi (Obert & Duvall, 1967).

	X_1	X_2		X_i		X_n
M	a_1	a_2		a_i		a_n
L	b_1	b_2		b_i		b_n
T	c_1	c_2		c_i		c_n

Prototip için, boyut analizi sonucu bulunan boyutsuz ürünler arasında fonksiyonel bir ilişki kurulabilir. Bu ilişki model içinde aynı olacaktır. Prototip ve model için yazılan fonksiyonların birbirine oranı

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{f(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \dots, \pi_{ip}, \dots, \pi_{np})}{f(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \dots, \pi_{im}, \dots, \pi_{nm})} \quad (5)$$

şeklinde yazılabilir (Langhaar 1951, Obert & Duvall, 1967). İdeal şartlar için tasarımılanan ve test edilen model için

$$\pi_{2p} = \pi_{2m}, \pi_{3p} = \pi_{3m}, \dots, \pi_{ip} = \pi_{im}, \dots, \pi_{np} = \pi_{nm} \quad (6)$$

olacaktır. Deformasyon ve yenilmeye neden olan ilgili değişkenlerin boyut analizine dahil edilmesi ve modelde bu şartların sağlanması suretiyle, model prototipin davranışını doğru olarak tahmin edebilir.

3 MODEL VE MODEL MALZEMESİNİN BOYUTLANDIRILMASI

Yeraltı formasyonlarının deformasyonunu etkileyen parametreler ve bunların boyutları aşağıdaki gibi yazılabilir.

L_p : Doğrusal uzunluk	(L)
σ_p : Prototipteki gerilme	($M.L^{-1}.T^{-2}$)
E_p : Kayanın elastik modülü	($M.L^{-1}.T^{-2}$)
γ_p : Kayanın birim ağırlığı	($M.L^{-2}.T^{-2}$)
F_p : Prototipe uygulanan yük	($M.L.T^{-2}$)
ν_p : Poisson oranı	(1)
ϕ_p : Kayanın içsel sürtünme açısı	(1)

Gerilme ve dayanım değişkenlerinin boyutlarının üslerinin aynı olması sebebiyle tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı ve kohezyon boyut analizinde gerilme değişkeni olarak dikkate alınmışlardır. Yukarıda verilen değişkenlerin üstel katsayıları

	L_p	σ_p	γ_p	E_p	F_p	ν_p	ϕ_p
M	0	1	1	1	1	0	0
L	1	-1	-2	-1	1	0	0
T	0	-2	-2	-2	-2	0	0

matrisi şeklinde yazılabilir. Bu matris 3x7 tertibinde bir matris olup matrisin rankını belirlemek için 3x3 veya 2x2 tertibinde kare matrisler düzenlenirse, 3x3 tertibindeki bütün matrislerin determinantı üçüncü sırada yer alan T'nin üslerinin birinci sırada yer alan M'nin üslerinin -2 katı olması dolayısıyla sıfırdır. Bu matrisin rankı

$$\begin{vmatrix} 0 & 1 \\ 1 & -1 \end{vmatrix} = -1 \neq 0 \text{ olduğundan ikidir.}$$

Eşitlik 4'ten boyutsuz ürün sayısı 5 olarak bulunur. Bu matrisin satır sayısı T'nin üslerinin birinci sırada yer alan M'nin üslerinin -2 katı olmasından dolayı ikiye indirgenebilir ve boyutları L ve M/T^2 şeklinde olacaktır. Böylece eşitlik 3 koşulunu sağlayan boyutsuz ürünler aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\frac{E_p}{\gamma_p L_p}, \frac{\sigma_p}{\gamma_p L_p}, \frac{F_p}{E_p L_p^2}, \nu_p, \phi_p \quad (7)$$

Ayrıca prototip ve modelin, aynı boyutlara sahip olan elastik modülü, basınç dayanımı, çekme dayanımı ve kohezyon değerlerinin oranları sabit bir değerde olması gerekir.

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{cp}}, \frac{\sigma_{tm}}{\sigma_{tp}}, \frac{c_m}{c_p}, \frac{E_m}{E_p} \quad (8)$$

Eşitlik 8'de m ve p alt indisleri sırasıyla model ve prototipi ifade etmektedir. c: kohezyon, σ_c : basınç dayanımı, σ_t : çekme dayanımını E: elastisite modülünü ifade etmektedir.

3.1 Boyut ölçek faktörü

Bir yeraltı kazısının yapıldığı kayada deformasyon ve yenilme bölgelerini belirlemek amacıyla modellenen olan prototipin boyutlarının belirlenmesinde dikkat edilmesi gerekli en önemli husus kazıdan kaynaklanan ikincil gerilmelerin model açıklık etrafında oluşturulmasıdır. Bu amaçla, model sınırlarının kazıdan etkilenmeyecek uzaklıkta seçilmesi gerekir. Prototip boyutlarının belirlenmesinden sonra modelin amacına, ekonomik ve laboratuvar şartlarına bağlı olarak boyut ölçek faktörü belirlenmelidir. Boyut ölçek faktörü modeldeki iki nokta arasındaki doğrusal uzaklığın

(L_m) prototipteki aynı noktalar arasındaki uzaklığa (L_p) oranıdır.

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{r_m}{r_p} = \ell \quad (9)$$

Eşitlikte ℓ boyut ölçek faktörü, r_m ve r_p ise sırasıyla model ve prototip açıklığının boyutlarıdır. Modelleme sonucunda model kazının duvarındaki deformasyonun, prototipteki kazının duvarındaki deformasyona oranı boyut ölçek faktörüne eşit olmalıdır.

3.2 Dayanım ölçek faktörü

Buckinghamın Pi teorisine göre Eşitlik 6'da verilen $\pi_p = \pi_m$ şartından, boyut analizi sonucu eşitlik 7'de bulunan oranlar arasında,

$$\frac{E_p}{\gamma_p L_p} = \frac{E_m}{\gamma_m L_m} \quad (10)$$

$$\frac{\sigma_p}{\gamma_p \cdot L_p} = \frac{\sigma_m}{\gamma_m \cdot L_m} \quad (11)$$

bağıntıları yazılabilir. Bu bağıntılar yeniden düzenlenirse dayanım ölçek faktörü (S),

$$\frac{E_m}{E_p} = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \cdot \frac{L_m}{L_p} \quad (12)$$

$$S = \gamma \cdot \ell \quad (13)$$

olarak bulunur. Eşitlik 13'te γ : birim ağırlık ölçek faktörü olup model malzemesi birim ağırlığının kayanın birim ağırlığına oranıdır. Farklı birim ağırlıktaki kaya birimlerinin modellenmesi söz konusu ise, her biri için model malzemesi birim ağırlığının değiştirilmesi zor olduğundan dolayı kaya birimlerinin ortalama birim ağırlıkları birim ağırlık ölçek faktörünün hesaplanmasında dikkate alınmalıdır.

Modelleme çalışmalarında kayaların tüm mekanik ve elastik özelliklerinin benzetimi çok zor olduğundan modelin amacına bağlı olarak birkaç özellik modelde tam olarak ölçeklendirilmeli, diğer özellikler ise kayaların genel özelliklerini yansıtacak değerlerde olmalıdır. Örneğin dar topukların tasarımında önemli parametre basınç dayanımıdır. Şekil 2a'da tek eksenli basınç testinde kaya ve model numunelerine ait gerilme birim deformasyon eğrileri görülmektedir. Birim deformasyon boyutsuz olduğundan kaya ve model malzemesinin kırılma anındaki birim deformasyonları birbirine eşit olmalıdır. Model malzemesinin basınç dayanımı ile

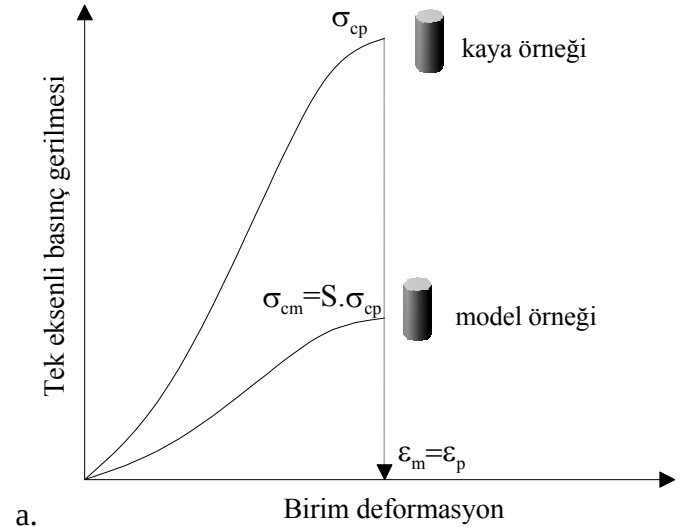
kayanın basınç dayanımı arasındaki oran dayanım ölçek faktörüne 'S' eşit olmalıdır. Eğer yenilme kayanın kesme dayanımı aşılarak gerçekleşiyorsa öncelikli olarak 'S' dayanım ölçek faktörüne uygun koheziona sahip model malzemesi üretilmeli, içsel sürtünme açısı boyutsuz olduğundan model ve prototip için aynı değerde olmalıdır (Şek. 2b).

Model çalışmasının amacına bağlı olarak, model malzemesinin basınç dayanımı veya makaslama dayanım özelliklerinin boyutlandırılmasından sonra aşağıda verilen modül oranı (elastisite modülü/basınç dayanımı) ve dayanım oranının (basınç dayanımı/çekme dayanımı) birbirine eşit veya yakın değerlerde olması gerekir.

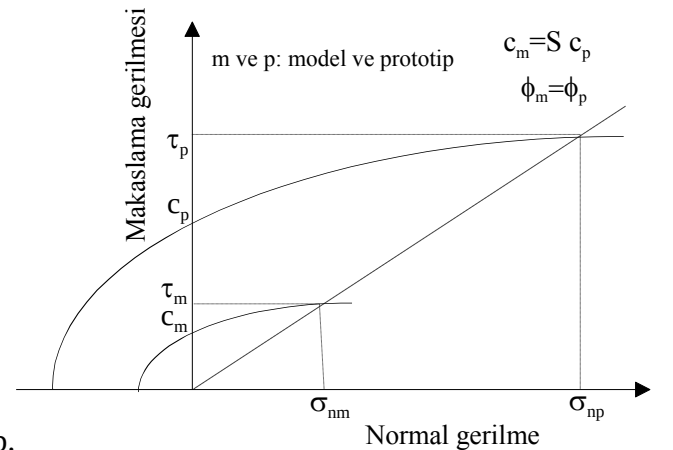
$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{cp}} = \frac{E_m}{E_p} = S \Rightarrow \frac{E_m}{\sigma_{cm}} = \frac{E_p}{\sigma_{cp}} \quad (14)$$

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{cp}} = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = S \Rightarrow \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_m} = \frac{\sigma_{cp}}{\sigma_p} \quad (15)$$

Poisson oranı ise boyutsuz olduğundan dolayı model ve prototip içinde aynı değeri taşımalıdır.



a.



b.

Şekil 2a. Basınç dayanımına göre boyutlandırma b. Makaslama dayanımına göre boyutlandırma

3.3 Gerilme ölçek faktörü

Prototip ile aynı boyutlarda inşa edilen bir model için gerilme ölçek faktörü, dayanım ölçek faktörüne eşit olacaktır. Kayanın model malzemesi olarak kullanıldığı küçük ölçekli bir modeli gözönüne alalım. Aynı kaya malzemesinden yapılmış modellerde model boyutları azaldıkça yenilme için gerekli gerilmede artacaktır. Model çalışmalarında bu boyut etkisi model kenarlarına uygulanacak gerilmeleri artırarak veya model malzemesinin dayanımını azaltarak ortadan kaldırılabilir. Model malzemesinin dayanımının azaltılması emek yoğun bir çalışmayı gerektirdiğinden ve ayrıca çok düşük dayanımlı model plakaların hazırlanması zor olduğundan dolayı, boyut etkisinin neden olacağı küçük ölçekli model dayanımındaki artış aynı oranda gerilmeler artırılarak ortadan kaldırılabilir. Bu amaçla Hobbs (1967) dayanım ölçek faktörü (S) ile gerilme ölçek faktörü (σ) arasında aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$\sigma = S.\ell^{-n} \quad (16)$$

Kayalar için 'n' değeri 0.17 ile 0.34 değerleri arasında değişmektedir. Yavuz (1999) tarafından alçı-kum karışımli model numunelerle gerçekleştirilen testlerde n değeri 0.18 olarak bulunmuştur.

Model test makinasının modele uygulayacağı yükün belirlenmesi amacıyla bir yük ölçek faktörünün belirlenmesi gerekmektedir. Bu ölçek faktörü eşitlik 7' de boyut analizi sonucu bulunan boyutsuz üçüncü ürünün model ve prototipte aynı olması prensibine dayanarak ve eşitlik 16' daki boyut etkisini göz önüne alarak

$$f = A.S.\ell^{-n} \quad (17)$$

şeklinde yazılabilir. Eşitlikte f : yük ölçek faktörü, A: alan ölçek faktörü olup modeldeki herhangi bir kesitin prototipe karşılık gelen kesit alanına oranıdır.

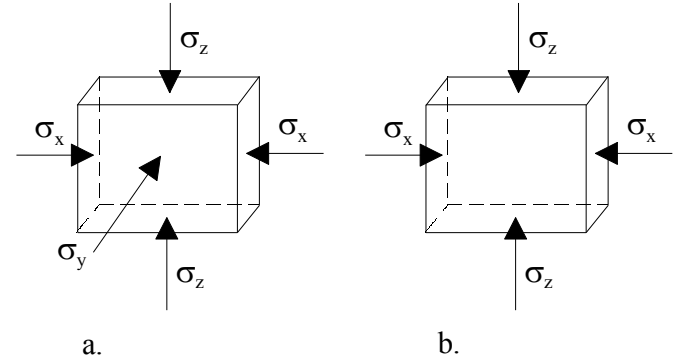
4 DÜZLEM EŞDEĞER MALZEME MODELLERDE SINIR DURUMU

Üç boyutlu modeller, yeraltı kazılarının benzetiminde daha gerçekçi olmasına rağmen inşası, hazırlanması ve test edilmesi zor olduğundan iki boyutlu düzlem modeller genellikle tercih edilmektedir. Şekil 3a ve 3b' de iki boyutlu düzlem modeller görülmektedir. Şekil 3a' daki düzlem birim deformasyon modelinde düzleme dik yönde gerilme uygulanmakta ve aynı yönde deformasyon olmayacağı varsayılmaktadır. Bu model düzlemine dik yönde yatay gerilmenin (Şek. 3b, $\sigma_y=0$)

uygulanmaması veya sınırlandırmanın olmaması durumunda modelde düzleme dik yönde deformasyon söz konusu olacaktır. Halbuki prototipin düzleme dik yöndeki deformasyonu (genleşmesi) kaya kütlesi tarafından sınırlandırılmaktadır. İki eksenle gerilmelerin uygulandığı modelde birim deformasyon şartlarının sağlanabilmesi için model materyalinin elastisite modülünün artırılması gerekir (Thakur, 1968). Terzaghi'nin elastik-yatay rijitlik teorisine göre prototip sınırlarındaki yatay gerilmeler

$$\sigma_x = \sigma_y = \left[\frac{\nu}{1-\nu} \right] \sigma_z \quad (18)$$

şeklinde yazılabilir. Eşitlikte ν : kayanın Poisson oranıdır.



Şekil 3a. Düzlem modelde üç eksenli gerilme hali b. İki eksenli gerilme hali.

Prototipin tek eksenli düşey gerilme etkisiyle düşey birim deformasyonu (ϵ_1)

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_z}{E_1} \quad (19)$$

olacaktır. Eşitlikte E_1 : tek eksenli gerilme durumunda elastisite modülüdür. İki eksenli gerilme durumunda kayanın düşey birim deformasyonu (ϵ_2)

$$\epsilon_2 = \frac{\sigma_z}{E_1} - \nu \frac{\sigma_x}{E_1} = \frac{\sigma_z}{E_1} \left[1 - \frac{\nu^2}{1-\nu} \right] \quad (20)$$

olacaktır. Buradan iki eksenli gerilme durumunda kayanın elastisite modülü (E_2)

$$E_2 = \frac{1-\nu}{1-\nu-\nu^2} E_1 \quad (21)$$

olarak bulunur. Üç eksenli gerilme durumunda düşey birim deformasyon (ϵ_3) ise

$$\varepsilon_3 = \frac{\sigma_z}{E_1} - \frac{\nu}{E_1} [\sigma_x + \sigma_y] = \frac{\sigma_z}{E_1} \cdot \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} \quad (22)$$

ve buradan üç eksenli gerilme durumunda kayanın elastik modülü (E_3)

$$E_3 = \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} \cdot E_1 \quad (23)$$

olarak bulunur. Prototipin düzlem birim deformasyon durumunun (Şek. 3a) iki eksenli gerilme durumunda temsil edilebilmesi için prototip elastisite modülünün yeni değeri

$$E_p = \frac{E_3}{E_2} \cdot E_1 = \frac{1 - \nu - \nu^2}{1 - \nu - 2\nu^2} \cdot E_1 \quad (24)$$

olmalıdır. E_p değerine karşılık gelen sağ taraftaki ifade eşitlik 12' de yerine yazılırsa iki boyutlu düzlem eşdeğer malzeme model malzemesinin elastisite modülü (E_m)

$$E_m = \gamma \cdot \ell \cdot \frac{1 - \nu - \nu^2}{1 - \nu - 2\nu^2} \cdot E_1 \quad (25)$$

olması gerekir. Eğer model düzleme dik yönde herhangi bir gerilme uygulanması veya sınırlandırma sözkonusu değilse model malzemesinin elastisite modülünün yukarıdaki eşitlikle boyutlandırılması gerekmektedir.

5 SONUÇLAR

Bu bildiride, eşdeğer malzeme modellerin geometrisinin, mekanik ve elastik özelliklerinin

boyutlandırılması boyut analizi yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Model sınırlarına uygulanacak gerilmelerin belirlenmesinde boyut etkisi dikkate alınmış olup iki eksenli gerilme uygulanması halinde model malzemesinin elastisite modülünün ne kadar artırılması gerektiği belirlenmiştir.

Bildiride verilen tüm şartların modelde temsil edilmesini sağlayacak bir model malzemesinin üretilmesi çok zor ve hatta imkansızdır. Model ve model materyalinin boyutlandırılmasında öncelik modellenecek olan prototipteki karşılaşılabilecek problem ve buna yol açabilecek parametreler olmalıdır.

KAYNAKLAR

- Bakhtar, K., Jones, A. H. & Cameron, R. E. 1986. Use of rock simulators for rock mechanics studies. *Proc. 27th US Sym. On Rock Mech.* :219-223.
- Bandis, S. 1980. Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints. *PhD Thesis. Leeds University.*
- Barton, N. R. 1970. A low strength material for simulation of the mechanical properties of intact rock in rock mechanics models. *Proc. 2nd Cong. ISRM.* : 99-110.
- Hobbs, D. W. 1967, Scale model studies of strata movement around mine roadways. Part 3: The dependence of roadway closure upon rock strength. *National Coal Board, MRDE Report No. 2311.*
- Langhaar, H. L. 1951. *Dimensional analysis and theory of models.* Wiley, New York.
- Obert, L. Duvall, W. 1967. *Rock mechanics and design of structures in rock.* Wiley, New York.
- Stimpson, B. 1970. Modelling materials for engineering rock mechanics. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 7:77-121.
- Thakur, D. N. 1968. Some aspects of rock pressure modelling on equivalent materials. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 5:355-369.
- Yavuz, H. 1999. Physical and numerical modelling of pillar protected mine roadways. *PhD Thesis. Leeds University.*

Uzun topukların boyutlandırılması: Bir analitik yaklaşım

Dimensioning long pillars: An analytical approach

H. Yavuz

SDÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

ÖZET: Wilson ve Ashwin'nin (1972) çevrelenmiş çekirdek kavramı esas alınarak, uzun topukların kenarlarından içeriye doğru yenilme bölgesi genişliği, yenilme bölgesindeki yatay ve düşey arazi gerilmeleri, yenilme bölgesinden elastik bölgeye uygulanan yatay gerilme ve tahkimat basıncının etkisini dikkate alarak pano hazırlık ve üretim aşamalarında topuğun gerilme taşıma kapasitelerinin belirlenmesini amaçlayan bir analitik yaklaşım önerilmiştir. Yaklaşımda, kömür kütlesinin Mohr-Coulomb kriterine uygun yenilme gösterdiği ve topuğun hidrostatik gerilme ortamında bulunduğu varsayılmıştır. Analitik model düzenlenen bir sayısal model ve bunun yanı sıra, topuğun farklı genişlik/yükseklik oranlarında taşıyabileceği gerilme uzun topuklar için yeniden düzenlenmiş geleneksel topuk dayanım eşitlikleri ile karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT: An analytical approach, stemming from Wilson and Ashwin's (1972) confined core concept, for determining the extent of the peripheral failed zone and the central elastic core of the pillar, the vertical and horizontal stress distribution across the failed zone and pillar core and stress carrying capacities by taking the effect of support pressure into account during the panel development and panel extraction stages of mining, has been suggested. In this approach, pillar was assumed to exist in the hydrostatic stress medium and coal mass failure surfaces was described by Mohr-Coulomb failure criterion. Analytical model suggested has been compared with a numerical model arranged as well as, with the conventional pillar strength equations rearranged for long pillars, considering stress carrying capacities of pillars having different width to height ratios.

1 GİRİŞ

Uzunayak madenciliğinde panolar arasında bırakılan uzun kömür topuklarının boyutlandırılmasında iki önemli husus gözönünde bulundurulmalıdır. Birincisi kömür kaybını en az düzeyde tutmak için topuğun mümkün olduğunca dar olması, ikincisi ise tabanyolunu üretimi yapılan panodan aktarılan gerilmelerin etkisinden korumak için topuğun mümkün olduğunca geniş tasarımılandırılmasıdır. Topuk genişliği gereğinden fazla dar ise tabanyolu yan duvarlarında kavlaklanma veya akma, tavanda ise duraysızlık problemleri ile karşılaşılabilir.

Geleneksel topuk tasarım yöntemlerinde, laboratuvar basınç testleri (Obert ve Duvall, 1967), büyük ölçekte yerinde testler (Bieniawski, 1984) ve duraylı ve duraysız topukların istatistiksel analizi (Salamon ve Munro, 1967) ile belirlenmiş topuk dayanım eşitlikleri kullanılmakta ve topuğun nihai

basınç dayanımı dikkate alınmaktadır. Bu eşitlikler genişlik/yükseklik oranı 5'ten az olan kare kesitli topukların basınç dayanımının belirlenmesinde uygundur. Uzun topukların basınç dayanımı, aynı genişlik/yükseklik oranına sahip kare kesitli topuklara göre daha fazla olacaktır. Ampirik bağıntıların uzun veya dikdörtgen topuklara uygulanabilmesi için Wagner (1974) ve Hsiung ve Peng (1985) eşdeğer kare kesitli topuğun genişliğini belirleyen bağıntılar önermişlerdir. Ancak önerilen bu bağıntıların uygulamalardaki güvenilirliği konusunda yeterli arazi çalışması mevcut değildir (Duncan Fama and Wardle, 1987). Panolar arasında bırakılan uzun topukların tasarımı üzerine ilk rasyonel yaklaşım Wilson ve Ashwin (1972) tarafından ortaya atılan çevrelenmiş çekirdek kavramıdır. Bu kavrama göre topuğun her iki kenarından içeriye doğru yenilme bölgeleri oluşacak ve eğer topuk yeterli genişlikte ise bu yenilme

bölgeleri arasında elastik bir çekirdek mevcut olacaktır. En yüksek gerilmeler ise bu iki bölge arasında mevcut olacaktır. Wilson ve Ashwin'nin (1972)'deki çalışmasında yenilmiş kömür materyalinin içsel sürtünme açısı 37° gibi yüksek bir değer olarak alınmıştır. Ayrıca Wilson ve Ashwin'nin (1972) ve daha sonra Wilson'un (1983) yıllarındaki çalışmalarında, yenilmiş kömürün elastik bölgeye uygulayacağı basınç arazi basıncına eşit olarak kabul edilmiştir. Barron (1984) yılındaki çalışmasında, topuğu düşey olarak çok sayıda dilimlere bölmüş ve topuk kenarından başlayarak her bir dilimdeki elastik gerilme ile yenilme kriterini karşılaştırmış eğer dilimde yenilme şartı sağlanıyorsa artan gerilmeleri diğer dilimler üzerine aktarıp aynı işlemleri tekrarlayarak iki bölge arasındaki gerilmeleri ve yenilme bölgesi genişliğini belirlemiştir.

Bu çalışmada önerilen analitik yaklaşımda yenilme bölgesindeki gerilmeler yenilmiş kömürün içsel sürtünme açısına, topuk yüksekliğine ve topuğa uygulanan tahkimat basıncına bağlı olarak değişmektedir. Tavan, taban formasyonlarının kömür ile aynı dayanım özelliklerine sahip olduğu zayıf kaya kütlesi ortamlarında açılan açıklıkların yenilme sınırlarının yaklaşık olarak dairesel kesitte olacağı düzenlenen bir nümerik model ile de doğrulanarak varsayılmış ve bu varsayımla elastik plastik sınırdaki gerilmeler belirlenmiştir. Bildiride, dar ve geniş topukların gerilme taşıma kapasitelerini belirlemek amacıyla önerilen eşitlikler, geleneksel topuk dayanım eşitlikleri ile karşılaştırmalı olarak verilmektedir.

2 KÖMÜR YENİLME KRİTERLERİ

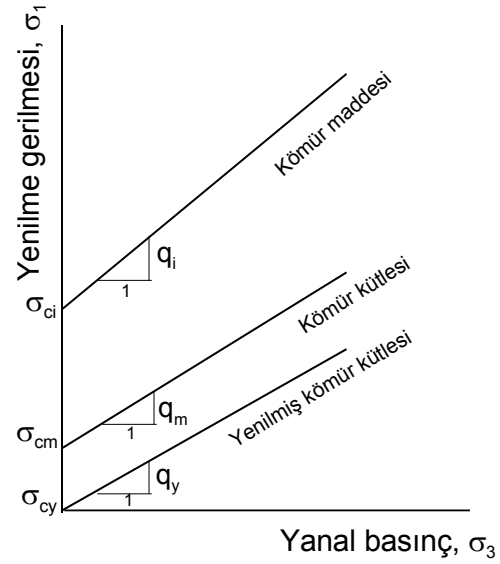
Modellerde kömür kütlesinin Mohr-Coulomb kriterine uygun yenilme gösterdiği kabul edilmiş olup (Şek. 1) kömür kütlesi için bu kriter Eşitlik 1'de verilmektedir.

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + q_m \sigma_3 \quad (1)$$

Yenilme sonrasında parçalanmış kütlenin basınç dayanımının yaklaşık olarak sıfır olacağı kabul edilmiş ve asal gerilmelerin etkisi altında kütlenin içsel sürtünme açısına bağlı oluşan yeni yenilme yüzeyleri Eşitlik 2'de tanımlanmıştır.

$$\sigma_1 = q_y \sigma_3 \quad (2)$$

Yukarıdaki eşitliklerde σ_1 ve σ_3 : maksimum ve minimum asal gerilmeyi, q_m ve q_y : sırasıyla kömür kütlesi ve yenilmiş kütle için üç eksenli gerilme faktörlerini ve σ_{cm} : kömür kütlesinin basınç dayanımını tanımlamaktadırlar.



Şekil 1. Model topuk materyalinin yenilme davranışı

3 TOPUĞUN YENİLME BÖLGESİNDEKİ GERİLMELER

Gerilmelerin dengede olduğu kaya kütlesi ortamında, tabanyolunun sürülmesi ile birlikte gerilme dengesi bozulacak ve gerilme dengesinin sağlanacağı yeni bir ortam oluşacaktır. Kazı yapılmadan önceki gerilmeler kazı sonrasında açıklığın yanduvvarlarına taşınacaktır. Yanduvvarlarda yenilmenin olmaması için kazıdan önce ortamda mevcut olan birincil gerilmenin kazı duvarına tahkimat vasıtasıyla uygulanması gerekir ki derin ocaklarda bu basıncın uygulanması mümkün değildir. Kazı duvarında elastik bir ortamın sağlanmasından ziyade plastik ancak duraylı bir tabanyolu ortamının sağlanması tercih edilen hususdur. Yanduvarda artan düşey, azalan yatay gerilmelerin bir sonucu olarak bir yenilme bölgesi oluşacaktır. Yenilme sonrası, bu bölgedeki yatay ve düşey gerilmeler yenilmiş kömür kütlesinin özelliklerine, damarın kalınlığına ve uygulanan tahkimat basıncına bağlı olarak Şekil 2'de görüldüğü gibi bir artış gösterecektir.

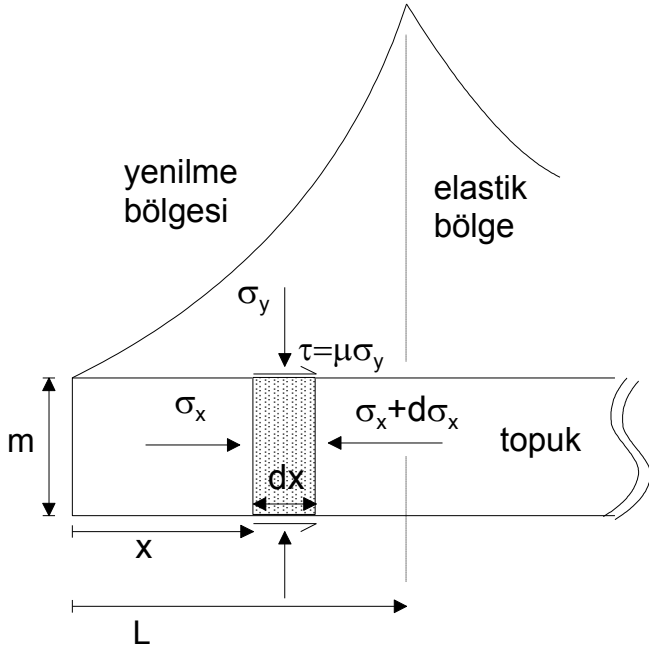
Yenilmiş bölge içerisinde, topuk kenarından x uzaklıkta, dx kalınlığında, m yüksekliğinde ve birim uzunlukta bir eleman gözönüne alındığında bu elemana etkiyen yatay, düşey ve makaslama gerilmeleri Şekil 2'deki gibi varsayılabilir. Bu elemanın dengede olduğunu varsayarak x yönündeki kuvvetler toplamı sıfır olup ($\sum F_x = 0$) Eşitlik 3'de gösterildiği gibi yazılabilir (Wilson & Ashwin, 1972).

$$\sigma_x m + 2\mu \sigma_y dx = (\sigma_x + d\sigma_x) m \quad (3)$$

Eşitlik 2' de σ_1 yerine σ_y , σ_3 yerine σ_x yazılır eşitlik 3'te yerine konur ve yeniden düzenlenirse Eşitlik 4'de gösterilen bağıntı elde edilecektir.

$$\frac{d\sigma_x}{\sigma_x} = \frac{2\mu q_y}{m} dx \quad (4)$$

Eşitliklerde μ : yenilmiş kömür veya kütle içerisinde yeralan yatay zayıflık düzleminin içsel sürtünme katsayısını tanımlamakta olup μ eğer yenilmiş kömür kütlelerinin içsel sürtünme katsayısı ise q_y yerine $\left(\sqrt{1+\mu^2} + \mu\right)^2$ ifadesi yazılabilir.



Şekil 2. Yenilme ve elastik bölgede düşey gerilmenin değişimi ve denge şartları (Wilson & Ashwin, 1972).

Yenilmiş kaya kütlelerinin basınç dayanımını sıfır olarak aldığımızda açıklığın yan duvarında ($x=0$) yatay gerilme değeri tahkimat basıncı değerine (p_s) eşit olacaktır. Yenilme bölgesindeki gerilme değişimini belirlemek üzere bu sınır şartı Eşitlik 5’de

$$\int_{p_s}^{\sigma_x} \frac{d\sigma_x}{\sigma_x} = \int_0^x \frac{2\mu q_y}{m} dx \quad (5)$$

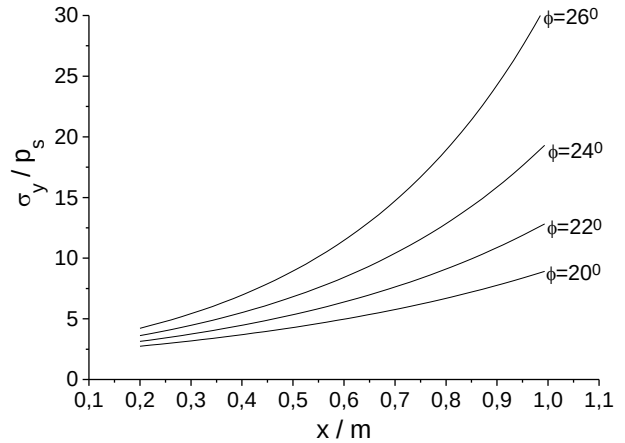
gösterildiği gibi yazılarak çözüldüğünde yenilmiş bölgedeki yatay gerilmenin x mesafesine bağlı değişimi, Eşitlik 6’da gösterildiği gibi olacaktır.

$$\sigma_x = p_s e^{\frac{2\mu q_y x}{m}} \quad (6)$$

Yenilme bölgesindeki düşey gerilmenin değişimi ise 2 ve 6 eşitlikleri kullanılarak Eşitlik 7’de gösterildiği gibi bulunur.

$$\sigma_y = q_y p_s e^{\frac{2\mu q_y x}{m}} \quad (7)$$

Kömür kütlesi içerisindeki mevcut zayıflık düzlemlerinin sürtünme açısını yenilmiş kömür materyalinin içsel sürtünme açısına eşit alarak, düşey gerilme/tahkimat basıncı oranının, yenilme bölgesi genişliği/topuk yüksekliği oranına bağlı değişimi farklı içsel sürtünme açıları değerleri için incelenmiş ve Şekil 3’de verilmektedir. Yenilme bölgesinde, herhangi bir noktadaki yatay basınç ve bu basınca bağlı olarak düşey basınç artan sürtünme açısı değeri ile önemli ölçüde artacaktır.



Şekil 3. Farklı içsel sürtünme açısı değerleri için yenilme bölgesinde düşey gerilme/tahkimat basıncı oranının yenilme genişliği/topuk yüksekliği oranına bağlı değişimi.

4 PANO HAZIRLIK VE ÜRETİM AŞAMALARINDA TOPUK ÜZERİNDEKİ GERİLMELER

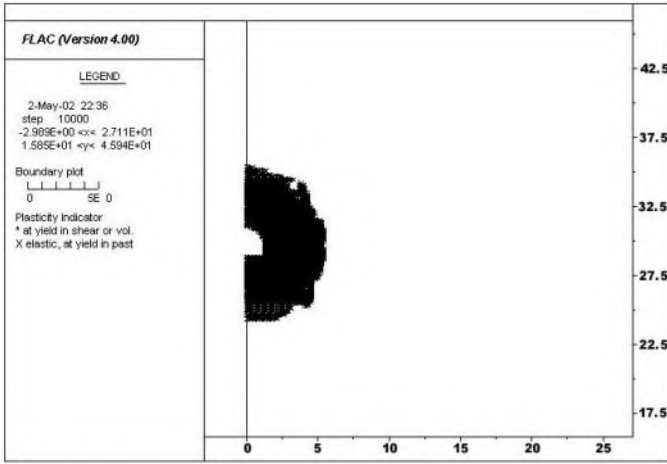
Topuk içerisinde yenilme, mevcut yenilmiş kömür kütlelerinin daha fazla yenilmeyi önleyecek yatay basınç oluşturmaları ile tamamlanacaktır. Elastik bölgenin başladığı noktada düşey gerilme maksimum değerine ulaşır. Arakesitte yenilmeyi önleyen yatay gerilme, pano hazırlık ve üretim aşamalarında farklı değerlerde olacaktır. Pano üretiminden önce, yenilmiş bölgeden elastik bölgeye uygulanan basınç p_1 ile gösterilirse, elastik bölge başlangıcında maksimum düşey gerilme değeri (σ_{ym}) Eşitlik 1’deki kömür kütlesi yenilme kriterinden

$$\sigma_{ym} = \sigma_{cm} + q_m p_1 \quad (8)$$

Eşitlik 8’de gösterildiği gibi tanımlanabilir.

Tavan ve taban formasyonlarının kömür kütlesi ile aynı dayanım özelliklerinde olduğu varsayılan bir kömür damarı içerisinde B5 kesitinde yüksekliği

2.3 m genişliği 2.6 m olan bir galeri, sonlu farklar yöntemine dayalı olan FLAC sayısal modelleme programı kullanılarak modellenmiştir. Kömür kütlesinin basınç dayanımı 5 MPa, içsel sürtünme açısı ise 27° olarak karakteristik değerler seçilmiştir. Yenilme sonrası basınç dayanımı 0, içsel sürtünme açısı 27° alınmış olup modelde malzemenin elasto-plastik davranış gösterdiği kabul edilmiştir. Hidrostatik gerilme şartları düşünülerek model sınırlarına 20 MPa değerinde yatay ve düşey gerilmeler uygulanmış açıklık duvarına uygulanan tahkimat basıncı ise 0.1 MPa değerindedir. Simetriklikten dolayı galeri kesitinin yarısı modellenmiş ve modelin x yönündeki deformasyonu sınırlandırılmıştır. Model galeri çevresindeki yenilme bölgesi Şekil 4'te görülmekte olup varsayılan koşullar için yenilme bölgesi hemen hemen dairesel kesitlidir.



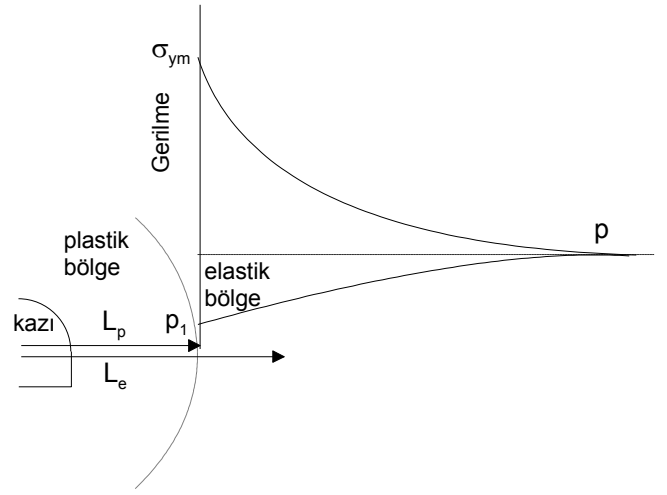
Şekil 4. Pano hazırlık aşamasında B5 kesitli bir açıklık etrafındaki plastik bölge (nümerik model).

Hidrostatik gerilme ortamında dairesel kesitli elastik bölgeye yenilmiş bölge tarafından $\sigma_x = p_1$ basıncının uygulandığını kabul ederek (Şek. 5), pano hazırlığı aşamasında elastik bölgedeki düşey ve yatay gerilmeler elastisite teorisinden, Eşitlik 9 ve 10'da gösterildiği gibi yazılabilir.

$$\sigma_y = p + (p - p_1) \left(\frac{L_p}{L_e} \right)^2 \quad (9)$$

$$\sigma_x = p - (p - p_1) \left(\frac{L_p}{L_e} \right)^2 \quad (10)$$

Eşitliklerde L_p : plastik bölgenin yarıçapı, L_e : galeri merkezinden elastik bölgeye olan yatay uzaklık p : arazi basıncı p_1 : pano hazırlığı esnasında oluşmuş plastik bölgenin elastik duvara uyguladığı yatay basınç değeridir.



Şekil 5. Pano hazırlığı aşamasında yenilme bölgesi oluşumu ve elastik bölgedeki gerilmelerin değişimi.

Elastik bölgenin duvarında oluşan yatay gerilmenin $\sigma_x = p_1$ olduğu kabul edilirse maksimum düşey gerilme (σ_{ym}), Eşitlik 11'de gösterildiği gibi olacaktır.

$$\sigma_{ym} = 2p - p_1 \quad (11)$$

Böylece 8 ve 11 bağıntılarından galerilerin sürüldüğü yani topuğa komşu panonun üretiminden önceki aşamada arakesitteki yatay gerilme, Eşitlik 12'de gösterildiği şekilde bulunur.

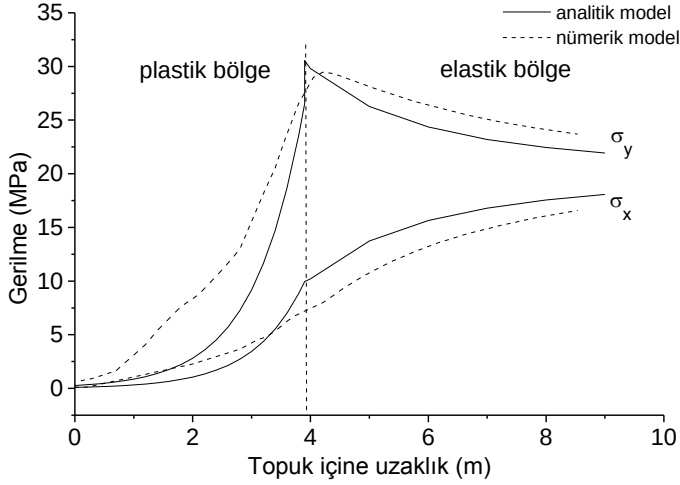
$$p_1 = \frac{2p - \sigma_{cm}}{1 + q_m} \quad (12)$$

Şekil 2 den görüleceği gibi $x=L$ olduğunda yatay gerilme maksimum değere ulaşacak olup 6 ve 12 bağıntıları birbirine eşitlenerek pano hazırlık aşamasında yenilme bölgesi genişliği (L) Eşitlik 13 kullanılarak hesaplanabilir.

$$L = \frac{m}{2\mu q_y} \ln \left(\frac{2p - \sigma_{cm}}{p_s + p_s q_m} \right) \quad (13)$$

Şekil 6'da şartları daha önce verilen her iki modele ait yatay ve düşey gerilmelerin değişimi görülmektedir. Yenilme bölgesi kalınlığı nümerik modelden 4.2 m, analitik modelden 3.9 m, yenilmiş kömürün elastik bölgeye uyguladığı yatay basınç nümerik modelden 8,9 MPa, analitik modelden ise 9.4 MPa, elastik bölgenin başlangıcında maksimum düşey gerilme nümerik modelden 29.5 MPa analitik modelden ise 30.5 MPa olarak bulunmuştur. Her iki model yaklaşık olarak benzeri sonuçları vermesine rağmen nümerik modelin yenilme bölgesinde yapılan analitik modele göre daha yüksek yatay basınçlar dolayısıyla düşey gerilmeler arasında fark

Şekil 6’da görülmektedir.



Şekil 6. Analitik ve nümerik modelden elde edilen gerilme dağılımı sonuçlarının karşılaştırılması.

Komşu panonun üretilmesinden sonra göçük tarafından taşınmayan gerilmeler topuk üzerine aktarılacaktır. Göçükten aktarılan gerilmelerin miktarı panonun genişliğine ve derinliğe bağlı olarak değişecektir. Göçükten topuk üzerine aktarılan bu gerilmeler ile topuk üzerindeki gerilmeler artacak ve buna bağlı olarakta topuğun daha önce yenilmiş bölgesinin genişliğinde artış olacaktır. Wilson ve Ashwin’in (1972) ve daha sonra Wilson’un (1983) analizlerinde arakesitteki yatay gerilmenin ulaşabileceği maksimum değer (p_{1max}), düşey arazi basıncı değerine (p) eşit olarak alınmıştır. Eşitlik 1’de bu değer yerine yazılırsa, topuğun elastik bölge sınırının başlangıç noktasında oluşabilecek maksimum düşey gerilme (σ_{ymax}), Eşitlik 14’den,

$$\sigma_{ymax} = \sigma_{cm} + q_m p \quad (14)$$

topukta oluşabilecek maksimum yenilme bölgesi genişliği (L_{max}) ise Eşitlik 6’da σ_x yerine p ve x yerine L_{max} konularak, Eşitlik 15’den bulunabilir.

$$L_{max} = \frac{m}{2\mu q_y} \ln\left(\frac{p}{p_s}\right) \quad (15)$$

5 TOPUĞUN GERİLME TAŞIMA KAPASİTESİ

Topuğun pano hazırlık aşamasında taşıyacağı gerilme ile komşu panonun üretimi ile birlikte taşıyacağı gerilme değerleri farklı olacaktır. Duraylı tabanyolu şartları için topuğun elastik bölgesinde, düşey gerilmelerin artış sınırı elastik-plastik arakesitteki maksimum düşey gerilme değeri olarak kabul edilmiş ve bu bölgede gerilmelerin düzenli

olarak dağıldığı varsayılmıştır (Wilson and Ashwin, 1972). Bu varsayımına göre pano üretimi öncesi ve sonrasında topuğun taşıyacağı gerilme iki durum için hesaplanabilir.

Durum I: Dar topuklar ($w \leq 2L$)

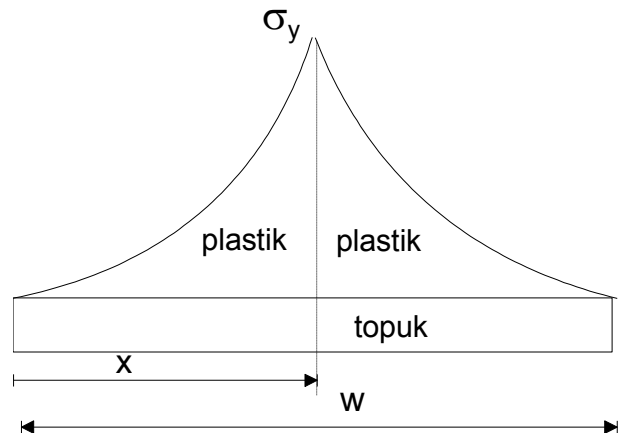
Bu tür topuklarda topuğun genişliği boyunca tamamen yenilme oluşacak ve topuktaki düşey gerilmenin dağılımı Şekil 7’deki gibi olacaktır. Yenilmiş topuk malzemesi tarafından taşınan gerilmelerin ortalama değeri (S), Eşitlik 16’da gösterilen ifadede hesaplanabilir.

$$S = \frac{2 \int_0^x \sigma_y dx}{w} = \frac{2 q_y p_s \int_0^x e^{\frac{2\mu q_y x}{m}} dx}{w} \quad (16)$$

Yukarıdaki eşitlik çözüldüğünde pano üretimi öncesi veya sonrasında topuk tamamen yenilmiş ise topuğun taşıyacağı gerilme, Eşitlik 17’de gösterildiği gibi

$$S = \frac{p_s m}{\mu w} \left(e^{\frac{\mu q_y w}{m}} - 1 \right) \quad (17)$$

bulunur ki, eğer topuk yenilmesi kontrollü olarak gerçekleşmişse bu durum, “yenilme topuk” olarak isimlendirilir. Özellikle derin ocaklarda duraylı topukların genişlikleri çok fazla olacağından, rezerv kaybını azaltmak amacıyla yenilme topuk tasarımı son yıllarda önem kazanmıştır.



Şekil 7. Dar yenilmiş topuklarda topuğun taşıyabileceği düşey gerilmenin hesaplanması (Wilson & Ashwin, 1972).

Durum II: Geniş topuklar

a. pano kazısı öncesi ($w > 2L$)

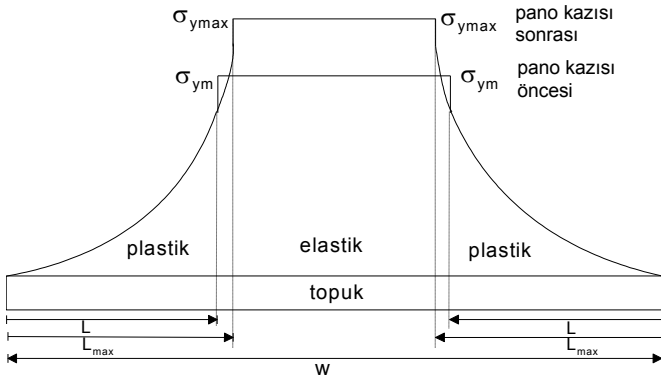
Pano kazısı öncesinde, topukların geniş olması durumunda $x=L$ olacak, topuğun $w-2L$

uzunluğundaki kısmı elastik olarak kalacak olup gerilmelerin çoğunluğu bu bölge tarafından taşınacaktır. Şekil 8’de görülen kesik pramitin altında kalan alanın topuk genişliğine bölümü ile topuğun taşıdığı ortalama gerilme (S), Eşitlik 18’de gösterildiği gibi

$$S = \frac{\left(2 \int_0^L \sigma_y dx \right) + \sigma_{ym}(w - 2L)}{w} \quad (18)$$

yazılarak çözüldüğünde bulunan Eşitlik 19’dan hesaplanabilir.

$$S = \frac{p_s m}{\mu w} \left(e^{\frac{2\mu q_y L}{m}} - 1 \right) + \sigma_{ym} \left(1 - \frac{2L}{w} \right) \quad (19)$$



Şekil 8. Geniş topuklarda pano kazısı öncesinde topuğun taşıyacağı düşey gerilme ve pano kazısı sonrasında taşıyabileceği maksimum gerilmenin hesaplanması (Wilson & Ashwin, 1972).

Uzun odaların sürülerek odalar arasında bırakılan topukların geri dönümlü olarak kazıldığı yöntemlerde, topukların genişliği 19 eşitliğinde S yerine eş yüklü alanlar (tributary area) yaklaşımı ile belirlenen gerilmenin değeri yazılarak bulunabilir.

b. Pano kazısı sonrası ($w > 2L_{max}$)

Uzunayak madenciliğinde pano kazısı sonrasında topuğun taşıyabileceği gerilmenin maksimum değeri (S_{max}), Eşitlik 20 tekrar düzenlenerek,

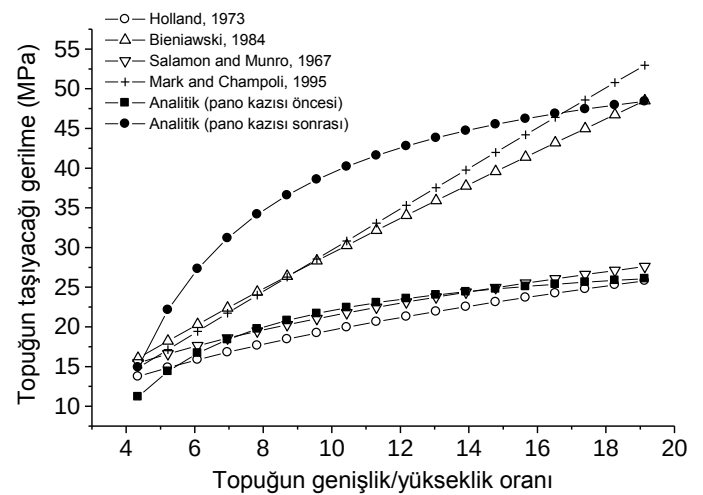
$$S_{max} = \frac{\left(2 \int_0^{L_{max}} \sigma_y dx \right) + \sigma_{ym}(w - 2L_{max})}{w} \quad (20)$$

Eşitlik 21’de gösterildiği gibi bulunur.

$$S_{max} = \frac{p_s m}{\mu w} \left(e^{\frac{2\mu q_y L_{max}}{m}} - 1 \right) + \sigma_{ym} \left(1 - \frac{2L_{max}}{w} \right) \quad (21)$$

S_{max} duraylı tabanyolu şartları için tasarlanan topuğun taşıyabileceği maksimum gerilme değeridir. Derinlik basıncı ve üretimi yapılan panodan aktarılan gerilmelerin topuk üzerinde oluşturacağı basınç değerlerinin toplamı S_{max} değerini aştığında topuğun plastik-elastik bölge arakesitinde yatay basınç dengesi bozularak tabanyolunda duraysızlık problemleri ile karşılaşılabilir.

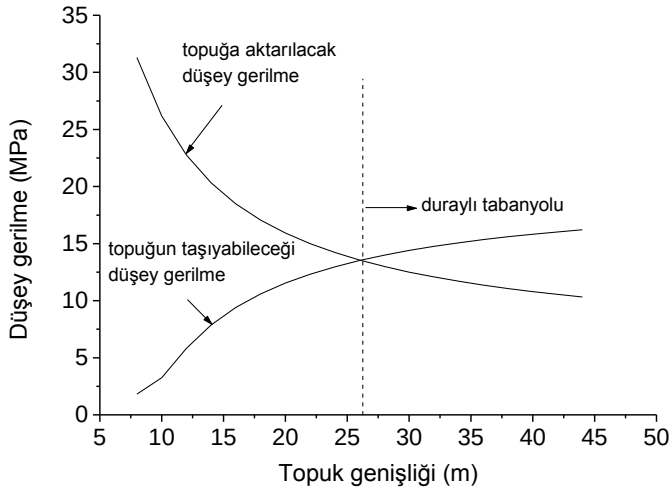
Şekil 9’da topuğun taşıyabileceği maksimum gerilme, Bölüm 4’de verilen geometri, gerilme ve dayanım özellikleri dikkate alınarak farklı topuk genişlik/yükseklik oranı değerleri için hesaplanmış ve geleneksel topuk dayanım eşitlikleri ile karşılaştırılmalı olarak verilmektedir. Pano kazısından sonra göçükten topuk üzerine aktarılan gerilmeler ile yenilme bölgesi genişliği artacak ve aynı zamanda elastik-plastik bölgelerin arakesitinde topuğun çekirdeğine uygulanan yatay basınç değeri de artacaktır. Bu artış ile topuk elastik bölgesi tarafından taşınabilecek düşey gerilmeler artış gösterecektir. Ancak duraylı tabanyolu şartları için elastik-plastik bölgelerin arakesitindeki maksimum ulaşılabilir yatay basıncın sınırı derinlik basıncı değeri olarak öngörülmüştür. Şekil 9’ dan görüleceği gibi karşılaştırma amacıyla Bölüm 4’te verilen gerilme değeri ve materyal özellikleri için önerilen eşitlikle topuğun gerilme taşıma kapasitesi topuk genişlik/yükseklik oranı ile başlangıçta dikkate değer olarak artmakta ancak belirli bir noktadan sonra bu artış daha az olmaktadır.



Şekil 9. Pano üretimi öncesi ve sonrasında genişlik/yükseklik oranına bağlı olarak topuğun taşıyabileceği düşey gerilmenin karşılaştırılması.

Ülkemizde GLİ Ömerler yeraltı ocağında yeryüzünden 210 m derinlikteki kömür damarı,

genişliği genellikle 90 m olarak düzenlenen panolarla üretilmektedir. Pano tabanyollarının genişliği 4.6 m yükseklikleri ise 3.5 m'dir. Panoların tabanyolları arasında genişliği 18-20 m arasında değişen koruyucu bir topuk bırakılmaktadır. Kömür kütlesinin ve yenilmiş kömür kütlesinin mekanik özellikleri hakkında yeterli veri olmadığından hesaplamalarda Bölüm 4'de verilen girdi parametreleri esas alınmış ve tahkimat basıncı ise 0.1 MPa olarak kabul edilmiştir. Ayrıca, gerilme ortamının hidrostatik olduğu varsayılmış ve tavan formasyonlarının ortalama birim hacim ağırlığı ise 0.027 MN/m³ olarak kabul edilmiştir. Topuk  zerine göçükten aktarılan y k Wilson'un (1983)  nerdiği yöntemle 179 MN/m olarak belirlenmiştir. Farklı topuk genişliklerinde topuk üzerine aktarılabilecek gerilme ile topuğun taşıyabileceği gerilme hesaplanmış olup şekil 10'da görülmektedir. Yapılan varsayımlar kapsamında kullanılan veriler dikkate alındığında, duraylı bir tabanyolu için bırakılması gerekli topuk genişliğinin en az 26 m olması gerekmektedir.



şekil 10. Yöntemin  rnek uygulaması

6 SONUÇLAR

Bu çalışmada, uzun koruyucu topukların boyutlandırılması amacıyla kullanılabilir eşitlikler önerilmiştir. Eşitlik 13 pano üretimi öncesinde topuk kenarlarındaki yenilmenin genişliğinin, Eşitlik 15 ise maksimum yenilme bölgesi genişliğinin belirlenmesinde kullanılabilir. Yenilme bölgesindeki gerilmeler ise Eşitlik 6 ve 7 kullanılarak hesaplanabilir. Eşitlik 12 pano üretimi öncesinde yenilme bölgesinden elastik bölgeye uygulanacak yatay basıncın maksimum değerini, Eşitlik 11 ise elastik bölge başlangıcındaki maksimum gerilme değerini vermektedir. Pano

 retimi sonrasında yenilme bölgesinde oluşabilecek maksimum yatay basıncın değeri arazi basıncına eşit kabul edilmiş ve bu durumda elastik bölge başlangıcında oluşabilecek maksimum düşey gerilmenin değeri Eşitlik 14 kullanılarak bulunmuştur. Topuğun pano kazısı öncesinde taşıyacağı gerilme Eşitlik 19, pano kazısı sonrasında taşıyabileceği maksimum gerilme ise Eşitlik 21 kullanılarak belirlenebilir.

Önerilen yöntemde topuğun gerilme taşıma kapasitesi topuk genişlik/yükseklik oranı ile başlangıçta belirgin olarak artmakta ancak belirli bir noktadan sonra bu artış daha az olmaktadır. Topuğun boyutlandırılmasında kriter olarak elastik-plastik sınırdaki yatay basınç değeri alınmıştır. Topuk  zerine aktarılan gerilmeler topuğun gerilme taşıma kapasitesini aştığında bu sınırdaki gerilme dengesi bozulacak ve tabanyolunda duraysızlık problemleri ile karşılaşılabilecektir.

KAYNAKLAR

- Barron K. (1984) An Analytical Approach to the Design of Coal Pillars. *CIM Bull.*, Vol 77 pp. 37-44.
- Bieniawski Z. T. (1984) *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling*. A. A. Balkema.
- Duncan Fama M. E. and Wardle L. J. (1987) Numerical Analysis of Coal Mine Chain Pillar Stability. *Proc. 6th Int. Congr. Rock Mechanics*, Montreal, pp. 859-63.
- Holland C. T. (1973) Mine Pillar Design. *SME Mining Engineering Handbook*. Soc. Min. Eng. AIME, Vol. 1, pp. 13/96-13/118.
- Hsiung S. M and Peng S. S. (1985) Chain Pillar Design for US Longwall Panels. *Mining Sci. Tech.* pp. 279-305.
- Mark C and Champoli A. A. (1995) Analyses of Retreat Mining Pillar Stability. *Proc. of 14th Int. Conf. On Ground Control in Mining*. Morgantown, pp. 63-71.
- Obert L and Duvall W. (1967) *Rock Mechanics and Design of Structures in Rock*. Wiley, New York.
- Salamon M. D. G and Munro A. H. (1967) A Study the Strength of Coal Pillars. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*. pp. 55-67.
- Wagner H. (1974) Determination of the Complete Load-Deformation Characteristics of Coal Pillars. *Proc. 3rd Int. Cong. Rock. Mech.* Denver, pp. 1076-1081.
- Wilson A. H and Ashwin D. P. (1972) Research into the Determination of Pillar Size, An Hypothesis Concerning Pillar Stability. *The Mining Engineer*, Vol.131, No.141. pp. 409-417.
- Wilson A. H. (1983) The Stability of Underground Workings in the Soft Rocks of the Coal Measures. *Int. J. of Mining Eng.* Vol.1, pp. 91-187.

Orhaneli kömür işletmesi ve yakın çevresinin gerilme ortamı

Stress state in Orhaneli open-pit lignite mine and its close vicinity

Ö. Aydan

Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, Shimizu, Japan

H. Watanabe & H. Tano

Nihon University, Department of Civil Engineering, Koriyama, Japan

E. Tuncay & R. Ulusay

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Ankara, Türkiye

H.A. Bilgin

Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara, Türkiye

ÖZET: Maden ve inşaat mühendisliği alanlarında kaya yapılarının duraylılığı kayaya etkiyen gerilme, kayanın mekanik özellikleri ve yapının geometrik şekline bağlıdır. Türkiye’de bugüne değin büyük ölçekte pek çok kaya yapısı oluşturulmasına karşın, arazi gerilme ölçümleri yok denecek ölçüde azdır. Bu çalışmada, Orhaneli Kömür Açık İşletmesi’ndeki gerilme ortamının belirlenmesi amacıyla akustik emisyon, fay çizikleri, faylanma mekanizması ve GPS yöntemlerinden yararlanılmış ve her bir yöntemden elde edilen asal gerilmeler karşılaştırılarak geçerlilikleri tartışılmıştır.

ABSTRACT: The stability of the rock structures in mining and civil engineering fields depends on the in-situ stress state and mechanical properties of the rock mass and the geometry of the structures. Although many rock engineering structures exist in Turkey, in-situ stress measurements are very rare. In this study, acoustic emission, fault striation, focal plane solution and GPS methods are employed to determine in-situ stress field at Orhaneli Coal Open Pit Mine and the principal stresses obtained from each method are compared, and their applicability is discussed.

1 GİRİŞ

Maden ve inşaat mühendisliği alanlarında kaya yapılarının boyutları ve derinliği gün geçtikçe artmaktadır. Yapıların kazı derinliğinin artması, kayaya etkiyen gerilmelerin artmasına neden olmakta ve dolayısıyla duraylılık sorunlarının yaşanması olasılığını da arttırmaktadır.

Türkiye’de arazide gerilme ölçümü çalışmalarının inşaat mühendisliği alanında sadece Oymapınar Hidro-elektrik Yeraltı Santrali ile maden mühendisliği alanında ETİBANK’a ait Küre Bakır İşletmesi ile Uludağ Wolfram İşletmesi’nde yapıldığı bilinmektedir (Aydan & Paşamehmetoğlu, 1994). 1996-1999 yılları arasında yazarlar tarafından yürütülen bir uluslararası proje kapsamında Kapadokya bölgesindeki tarihi yeraltı şehirlerinin duraylılığını incelemek amacıyla akustik emisyon yöntemi ve bu çalışmada kullanılan diğer yöntemler aracılığıyla yerinde gerilmeler saptanmıştır (Watanabe vd., 1999; Aydan vd., 1999). Bu çalışmalar, Japonya ve Türkiye arasında yeni bir uluslararası proje şekline dönüştürülerek diğer yörelere de uygulanmaya devam etmektedir. Bu çalışmanın ilk sonuçları, Aydan vd. (2000, 2001a, 2001b) ve Tuncay vd. (2002) tarafından yayımlanmıştır.

Yazarlar bu çalışmada yukarıda sözü edilen proje kapsamında Orhaneli Açık Kömür İşletmesi ve yakın çevresine etkiyen gerilme ortamını açıklığa kavuşturmak amacıyla akustik emisyon, fay çizikleri, faylanma mekanizması ve GPS yöntemlerinden yararlanmışlardır. Bu yöntemlerin uygulanmasından elde edilen asal gerilmeler birbirleriyle karşılaştırılmış ve geçerlilikleri tartışılmıştır.

2 GERİLME ÖLÇÜM YÖNTEMLERİ

Kayaya etkiyen arazi gerilmelerini belirlemek amacıyla kullanılan yöntemleri iki ana grupta toplamak mümkündür.

1) Doğrudan yöntemler

2) Dolaylı yöntemler.

Doğrudan yöntemler kendi aralarında aşağıdaki şekilde gruplandırılabilirler.

a) Gerilim boşaltma yöntemi,

b) Gerilim dengeleme yöntemi

c) Hidrolik çatlatma yöntemi

d) Akustik emisyon (ses yayılımı) yöntemi

Diğer yandan dolaylı yöntemler ise,

a) Delik çeperi yenilme bölgesi yöntemi

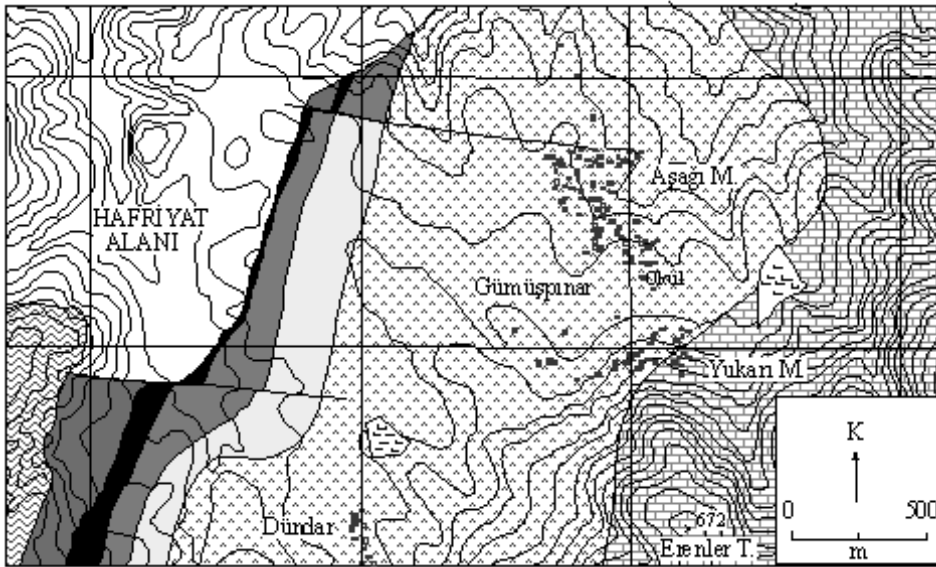
b) Fay çizikleri yöntemi

- c) Faylanma mekanizması yöntemi
d) GPS yöntemi
şeklinde gruplandırılabilir.

Doğrudan yöntemler genelde oldukça pahalı yöntemler olmalarından dolayı, uygulamada çok önemli yapılar dışında, pek kullanılmamaktadır. Doğrudan gerilme ölçüm yöntemleri içinde maliyeti en az yöntem Akustik Emisyon (AE) yöntemidir. Bu çalışmada, doğrudan ölçüm yöntemi olarak AE yöntemi kullanılmıştır. GPS yöntemi hariç diğer, dolaylı ölçüm yöntemleri maliyet açısından genelde ucuz yöntemlerdir. Bu çalışmada dolaylı yöntemlerden fay çizikleri, faylanma mekanizması ve GPS yöntemi kullanılarak gerilmeler saptanmış ve elde edilen sonuçlar birbirleri ile karşılaştırılarak tartışılmıştır.

3 ORHANELİ AÇIK İŞLETMESİNİN JEOLJİSİ

Orhaneli açık işletmesi ve yakın çevresinin jeolojik haritası ve dikme kesiti Şekil 1’de verilmiştir. İstif, yaşlıdan gence doğru aşağıda belirtilen kaya birimlerinden oluşmaktadır. En altta Mesozoyik yaşlı temel kayaçlar yer almaktadır. Bu kayaçlar, başlıca mermerlerden ve serpantinitten oluşur. İnceleme alanı içinde bu iki birimin sınırı, daha genç birimlerin altında gömülü kalmış olup, yaklaşık kuzeydoğu-güneybatı yönündedir. Mermerler alanın doğusunda, serpantinitle ise batısında yaygın olarak gözlenmektedir. Batıdaki geniş “kazı alanı” serpantinitle üzerinde yer alır. Batıdaki ve doğudaki yüksek topoğrafyanın oluşmasını sağlayan bu iki



YAŞ	KALINLIK (m)	KAYA TÜRÜ	AÇIKLAMA
NEOJEN	35		TÜF VE TÜFİTLER Sarı-beyaz, oldukça sert, bol gözenekli, andezitik ve dasitik
	35		KUMTAŞI VE KONGLOMERA ARDALANMASI Koyu yeşil-sarımsı, çok sert, konglomera kötü boyanmalı, temelden türeme çakıllı, kumtaşı iyi boyanmalı, çapraz katmanlanmalı, yer yer linyit oluşumlu, yer yer tüfit katkılı
	30		MARN Sarı-bej, kalın katmanlanmalı, sert, yer yer fosilli, yer yer kireçtaşı katkılı
	10		LİNYİT
	5		TABAN KİLİ-KUMTAŞI-KONGLOMERA
MESOZOYİK			SERPANTİNİT-MERMER

Şekil 1. Orhaneli açık işletmesi ve yakın çevresinin jeolojisi ve dikme kesiti (Bulut vd., 2000; TKİ-BLİ, 2001)

birimdir. Dolayısıyla bunların üzerine gelen genç birimler, Neojen döneminde ve bu yükselti arasında çanak şeklindeki bir çöküntü içinde oluşmuştur (Bulut vd., 2000).

Mesozoyik temelin üzerine “karasal kırıntılar” olarak tanımlanan bir istif uyumsuzlukla gelir. Bu istif, alttan üste doğru, 5 m kalınlığında kumtaşı-konglomera-kil, 10 m kalınlığında kil katkılı kömür, 30 m kalınlığında karbonat katkılı marn ve 35 m kalınlığında kumtaşı-konglomera ardalanmasından oluşur.

Bu istif, Alt Miyosen olarak yaşlandırılmıştır (Bulut vd., 2000). İstif içindeki tüm birimler birbirleri ile uyumlu olup, yanal kalınlık değişimleri gözlenmektedir. İnceleme alanının en genç birimi, Gümüşpınar köyünün büyük bir kesiminin üzerinde kurulduğu tuf ve tüfitlerdir.

Şekil 1’de görüldüğü gibi, açık işletme çevresinde ana fayların tümü normal fay olarak tanımlanmış olup, bunların ortalama doğrultuları K60-70B olarak saptanmıştır. Fayların atım miktarı 10 cm ile 22 m arasında değişmektedir. Bu fayların yaşı ile ilgili doğrudan bir bilgi yoktur. Ancak tüfleri kesmeleri nedeniyle Neojen’den genç oldukları söylenebilir. Fay doğrultularının Bursa-Çanakkale arasındaki aktif faylara paralel olması dikkat çekicidir.

4 GERİLMENİN BELİRLENMESİ

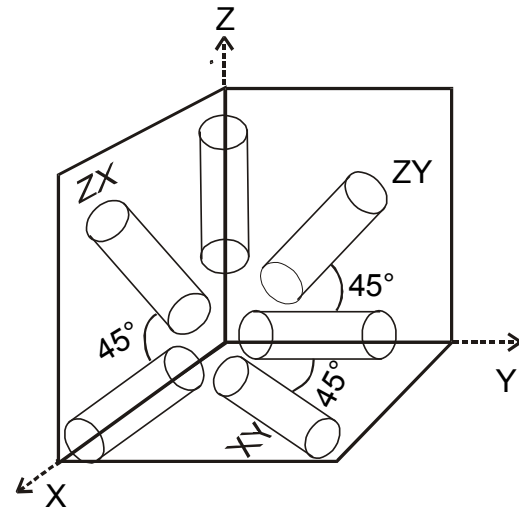
4.1 Akustik emisyon yöntemi

AE yöntemiyle gerilmenin belirlenmesi için linyit tabakasının hemen üstündeki marn tabakasından yönlü olarak 2 blok alınmıştır. Blokların alındığı seviyede örtü tabakasının kalınlığı yaklaşık 110 m’dir. Alınan bloklardan Şekil 2’de gösterilen biçimde 6 farklı yönde silindirik örnekler Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü Kaya Mekaniği Laboratuvarında hazırlanmıştır. Bu örnekler üzerinde Nihon Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Kaya Mekaniği Laboratu-

varında AE deneyleri gerçekleştirilmiş ve Watanabe & Tano (1999) tarafından önerilen yöntemle göre gerilmeler saptanmıştır. Çizelge 1’de her bir yükleme yönünde saptanan gerilme değerleri verilmiştir. Çizelge 2’de, Çizelge 1’de verilen gerilme değerleri ile silindirik örneklerin yönlerinden yararlanılarak elde edilen asal gerilme değerleri ve yönleri görülmektedir.

4.2 Fay çizikleri yöntemi

Şekil 1 ve 3’te görüldüğü gibi, açık işletmenin kuzey tarafında büyük atımlı normal bir fay bulunmaktadır. Bu fayın yanı sıra, sol yanal atımlı küçük faylar da bulunmakta ve bunlar yüzeyden yaklaşık 80 m daha aşağıdaki seviyelerde gözlenememektedir. Normal fayda iki büyük kaymanın olduğunu gösteren fay çizikleri gözlenmiştir. Önceki evreye ait çiziklerin yatay bileşeni sağ yanal atımlı olup, sonraki evreye ait kaymada yanal hareket sol yanal atımlı bir özel-



Şekil 2. Akustik emisyon yönteminde yönlü örnek alımı için koordinat sistemi

Çizelge 1. Her bir yükleme yönü için saptanan gerilmeler

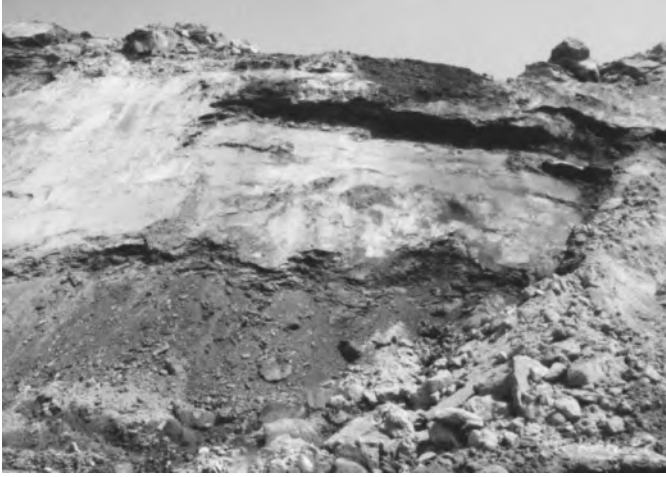
X	Y	Z	XY	YZ	ZX
(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
2.47	2.66	3.21	3.13	2.62	3.84

Çizelge 2. AE yöntemiyle belirlenen asal gerilmeler ve yönleri

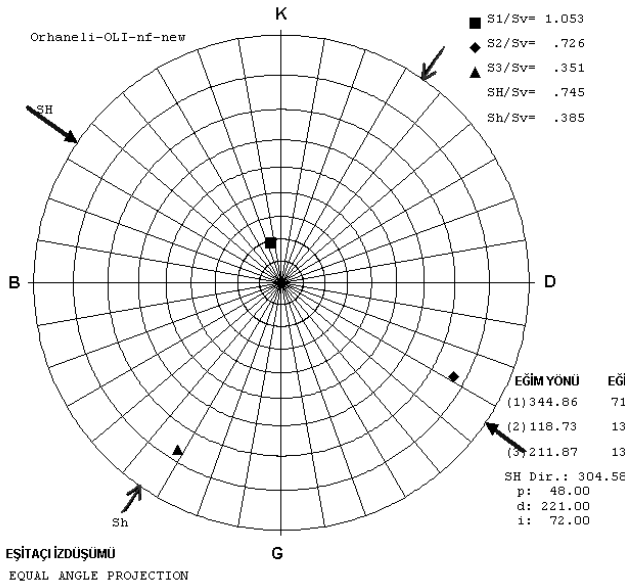
σ_1			σ_2			σ_3			σ_H/Z			$d\sigma_H$
σ_1/Z	d_1	p_1	σ_2/Z	d_2	p_2	σ_3/Z	d_3	p_3	σ_H/Z	σ_h/Z		
1.22	352.2	54.0	0.93	101.3	18.4	0.45	210.3	29.3	0.98	0.62		320

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Asal gerilmeler, σ_H, σ_h : En büyük ve en küçük yatay gerilmeler, Z: AE deneyinden elde edilmiş düşey gerilme, d_1, d_2, d_3 : Asal gerilmelerin eğim yönleri, p_1, p_2, p_3 : Asal gerilmelerin eğimleri, d_{σ_H} : En büyük yatay gerilmelerin doğrultusu

liğe sahiptir. Aydan (2000a, 2000c) tarafından geliştirilen yöntemle göre sonraki evre için elde edilen gerilme tansörünün üst yarım küre izdüşümü Şekil 4'te gösterilmiştir. Alt yarım kürede fayın sol-yanal atımlı normal faylanma için elde edilen faylanma mekanizması Şekil 5'te verilmiştir. Çizelge 3'te önceki ve sonraki fay çizikleri ile fayın eğim yönü ve eğimi, Çizelge 4'te ise elde edilen asal gerilme değerleri ve yönleri verilmiştir. Her iki faylanma hareketi için gerilme değerlerinde değişme olmamakla birlikte, asal gerilmeler yaklaşık 90 derece dönmektedir.



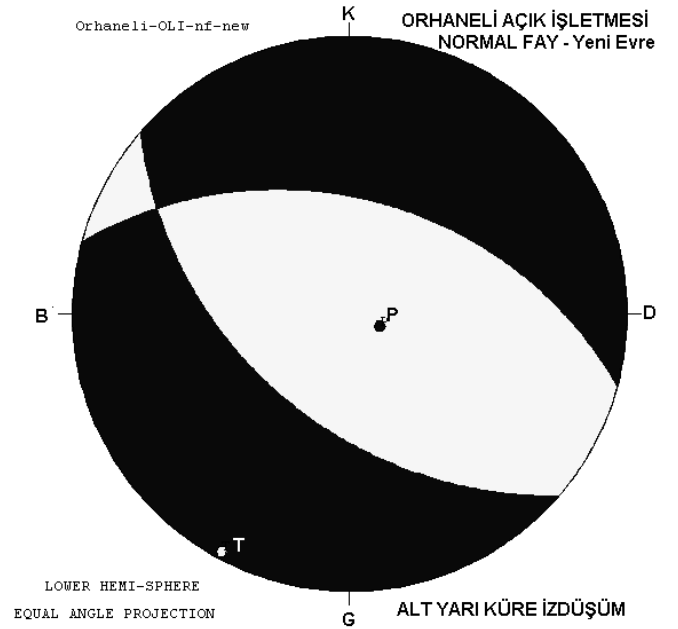
Şekil 3. Açık ocakta gözlenen fay ve fay çizikleri



Şekil 4. Sonraki evre fay çizikleri için belirlenen asal gerilmelerin üst yarımküre izdüşümü

Çizelge 3. Fayın eğim, eğim yönü ve kayma açısı

Faylanma	Eğim Yönü	Eğim	Kayma açısı
Önceki evre	221	48	110
Sonraki evre	221	48	72



Şekil 5. Faylanma mekanizması

4.3 Faylanma mekanizması yöntemi

Orhaneli ve çevresinde depremler gözlenmesine rağmen, depremlerin büyüklüklerinin küçük olması nedeniyle bu tür depremler için faylanma mekanizması çözümü bulmak mümkün değildir. Burada Orhaneli'nin de içinde bulunduğu Marmara bölgesinde oluşan ve faylanma mekanizması çözümleri varolan depremler gözönüne alınmıştır. Depremlerin faylanma mekanizması çözümleri Eyidoğan vd. (1991)'den elde edilmiştir.

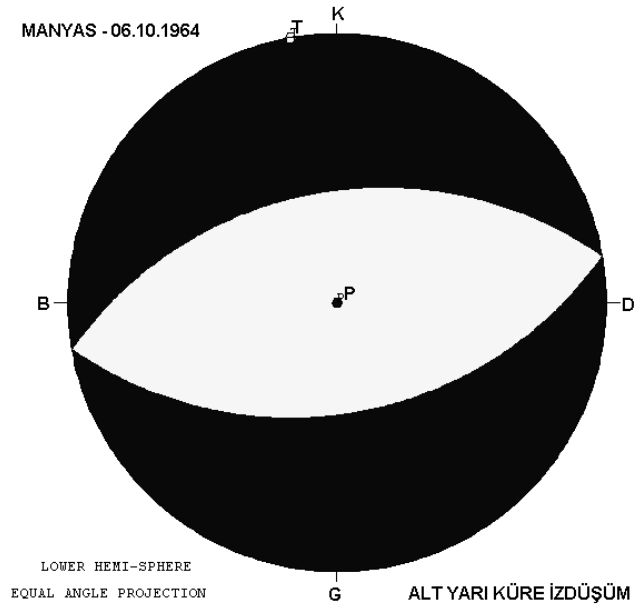
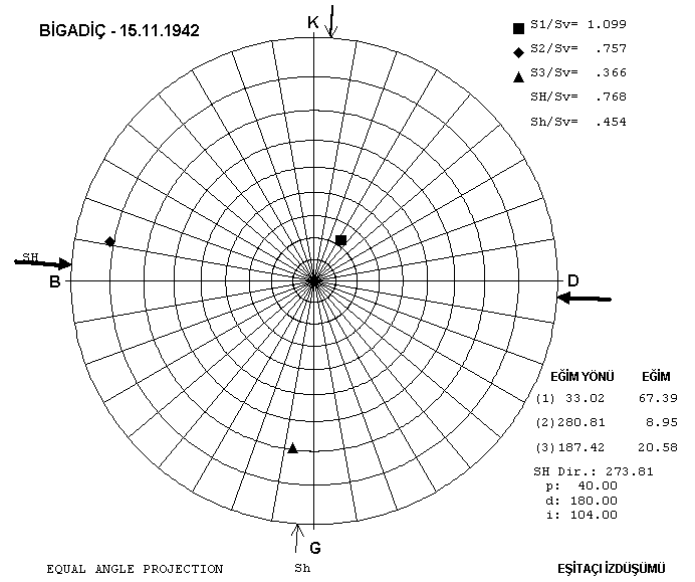
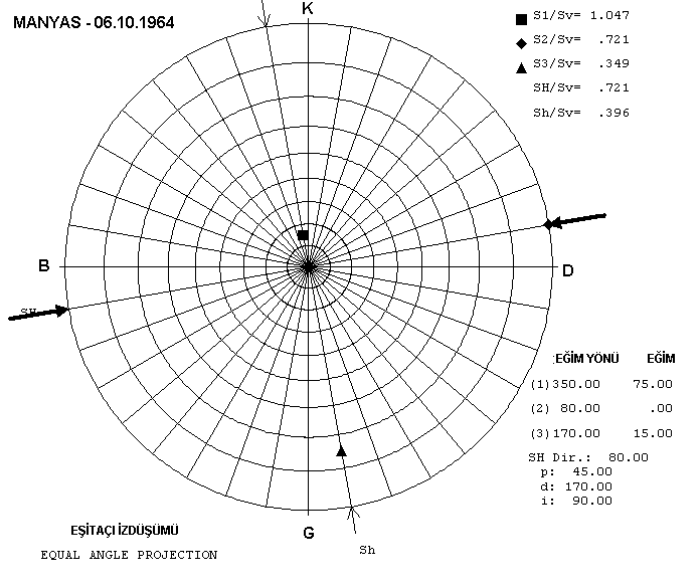
Orhaneli'ne en yakın olan ve faylanma mekanizması bilinen depremler 1964 Manyas ve 1942 Bigadiç depremleridir. Bu depremler için elde edilen asal gerilmeler ve faylanma mekanizmaları Şekil 6 ve 7'de gösterilmiştir. 1964 Manyas ve 1942 Bigadiç depremleri tamamen normal atımlı faylanma sonucu meydana gelmiş olup, elde edilen asal gerilmeler ile bunların yönleri birbirlerine oldukça benzerdir. Bunun yanı sıra, en büyük yatay sıkışma gerilmelerinin yönleri de Marmara Bölgesindeki yatay gerilmelerin yönleri ile de oldukça uyumludur.

4.4 GPS yöntemi

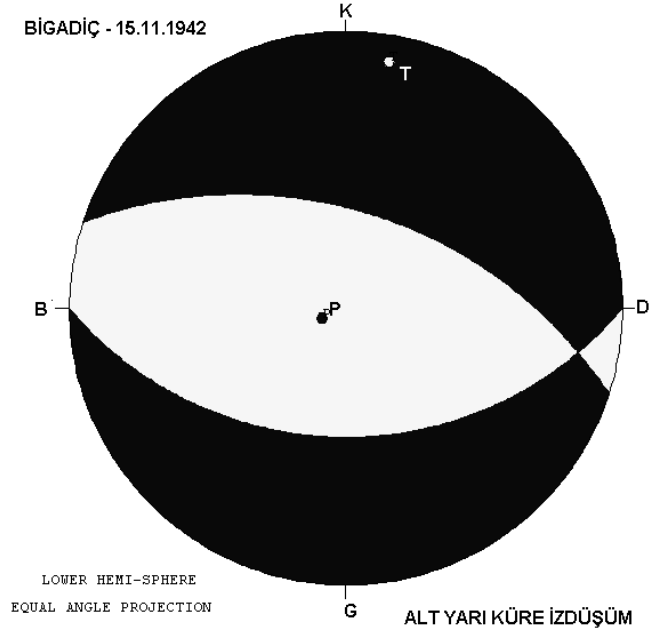
Türkiye'de yer kabuğunun yer değiştirmesi ile ilgili ölçümler 1988 yılında başlanmıştır. İlk ölçüm sonuçları Reilinger vd. (1997) tarafından yayınlanmıştır. Aydan (2000b), Aydan vd. (2000 ve 2001a) tarafından bu ölçüm sonuçları değerlendirilmiş ve sonlu elemanlar yönteminde kullanılan enterpolasyon tekniğinden yararlanılarak Türkiye milli sınırları içinde yer kabuğunun teğetsel birim deformasyonu ile gerilme hızları ve

Çizelge 4. Fay çizikleri yöntemi ile saptanan asal gerilmeler ve yönleri

Evre	σ_1			σ_2			σ_3			$\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	$\frac{\sigma_H}{\sigma_v}$	d_{σ_H}
	$\frac{\sigma_1}{\sigma_v}$	d_1	p_1	$\frac{\sigma_2}{\sigma_v}$	d_2	p_2	$\frac{\sigma_3}{\sigma_v}$	d_3	p_3			
Önceki	1.06	99.7	69.9	0.73	323.7	14.7	0.35	230.1	13.3	0.39	0.75	110
Sonraki	1.05	344.9	71.2	0.73	118.7	13.3	0.35	211.9	13.1	0.39	0.75	305



Şekil 6. 1964 Manyas depremi için asal gerilmeler ile faylanma mekanizması stereo izdüşümleri



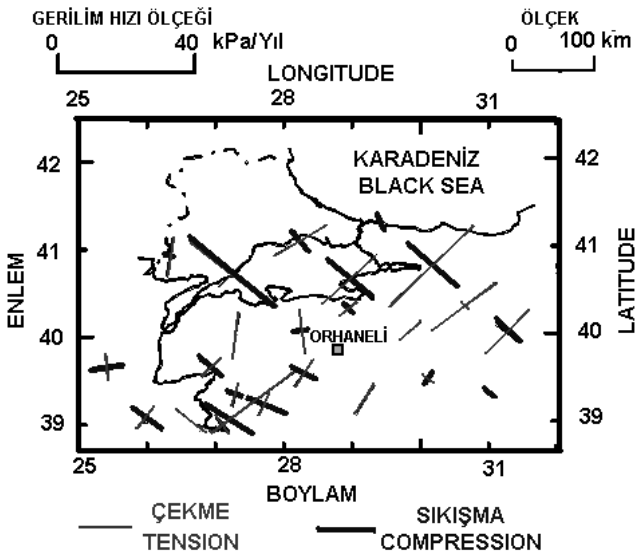
Şekil 7. 1942 Bigadiç depremi için asal gerilmeler ile faylanma mekanizması stereo izdüşümleri

yönleri hesaplanmıştır (Çizelge 5). Şekil 8, Marmara Bölgesi için 1988 ile 1994 yılları arasındaki GPS'den elde edilen ortalama yerdeğiştirme miktarlarına göre hesaplanan yerkabuğuna teğetsel düzlem içindeki gerilme hızlarının büyüklüğünü ve yönlerini göstermektedir. Aydan vd. (2000, 2001a)

tarafından belirtildiği gibi, GPS yöntemiyle yerkabuğundaki toplam gerilmeleri saptamak mümkün değildir. Bunun yanı sıra, yerküresinin radyal yönündeki gerilme bileşenini de belirlemek mümkün değildir. Bu nedenle teğetsel düzlem içindeki gerilme hızı sadece mekanik açıdan

Çizelge 5. Faylanma mekanizması yönteminden saptanan asal gerilmeler ve yönleri

Deprem-Tarih	σ_1			σ_2			σ_3			$\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$	$\frac{\sigma_H}{\sigma_v}$	P_{σ_H}
	σ_1	d_1	p_1	σ_2	d_2	p_2	σ_3	d_3	p_3			
	$\frac{\sigma_1}{\sigma_v}$			$\frac{\sigma_2}{\sigma_v}$			$\frac{\sigma_3}{\sigma_v}$					
Şarköy-Mürefte-1912	1.39	275	20	0.96	79	70	0.46	183	6	0.47	1.34	274
Çınarcık-Yalova-1963	1.11	293	57	0.76	102	33	0.37	195	5	0.37	0.86	286
Kocaeli-1999	1.37	116	23	0.95	317	66	0.46	209	8	0.47	1.31	298
Saros-1975	1.31	59	35	0.90	268	52	0.44	159	15	0.47	1.17	65
Marmara-1988	1.41	150	19	0.98	297	68	0.47	56	11	0.49	1.37	328
Marmara-Adası-1999	1.40	285	18	0.96	124	71	0.47	17	6	0.47	1.36	287
Hendek-1943	1.44	307	12	0.99	96	76	0.48	215	7	0.49	1.42	306
Mudurnu-1967	1.45	123	0	1.00	300	90	0.49	33	0	0.49	1.45	303
Düzce-Bolu-1999	1.39	111	19	0.96	303	70	0.46	202	4	0.47	1.34	291
Bolu-Çekeş-1944	1.72	266	3	1.19	172	56	0.58	357	34	0.76	1.72	86
Bartın-1968	2.87	307	8	1.98	216	6	0.96	87	802	1.96	2.84	308
Abant-1957	1.39	115	18	0.96	307	72	0.47	206	4	0.47	1.35	296
Biga-1983	2.91	144	1	2.00	54	10	0.97	238	80	1.97	2.91	325
Yenice-Gönen-1953	1.49	87	12	0.99	306	75	0.48	179	9	0.49	1.42	88
Manyas-1964	1.07	350	75	0.72	80	0	0.35	170	15	0.40	0.72	80
Söğüt-1956	1.17	173	52	0.81	27	33	0.39	286	17	0.44	0.93	10
Eskişehir-1956	1.16	262	54	0.80	115	31	0.39	15	16	0.43	0.91	279
Eskişehir-2000	1.43	254	17	0.99	211	69	0.48	87	12	0.50	1.39	356
Ayvıcık-1944	1.20	343	52	0.83	205	30	0.40	102	21	0.48	0.94	5
Savaştepe-1999	2.55	302	17	1.78	211	6	0.85	102	72	1.75	2.42	305
Bigadiç-1942	1.10	33	64	0.76	281	9	0.37	187	21	0.45	0.77	274



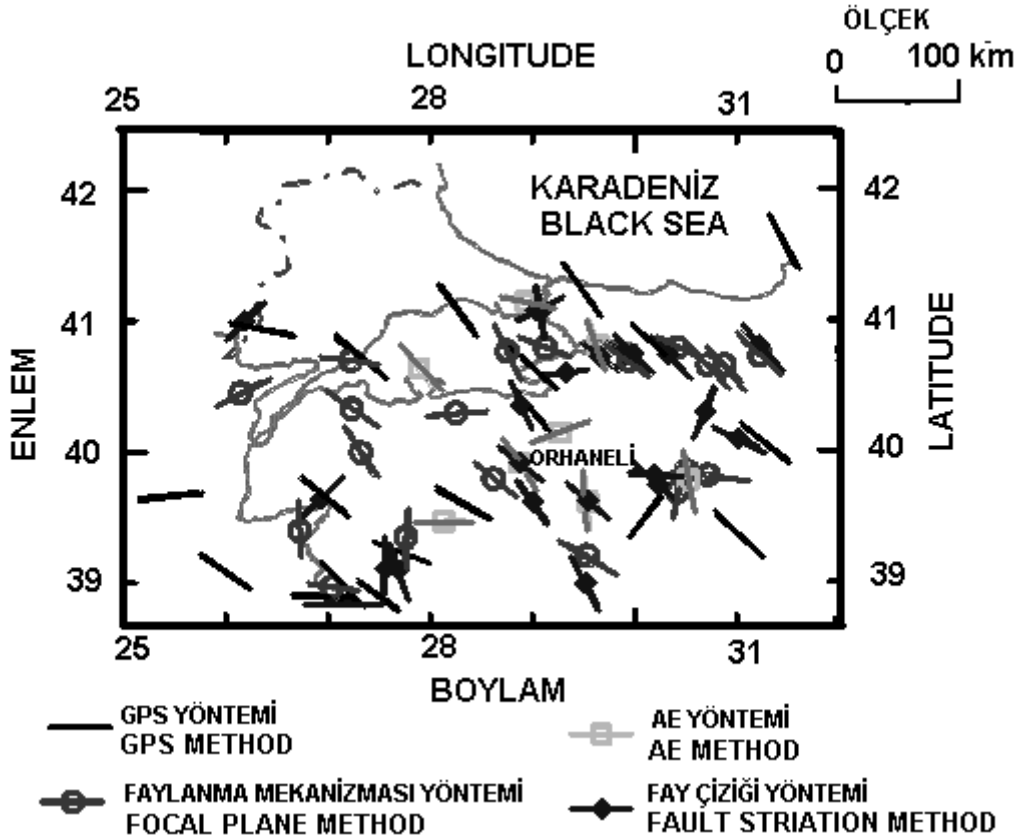
Şekil 8. Marmara Bölgesi'nde yer kabuğuna teğetsel düzlemde asal gerilme hızlarının büyüklüğü ve yönleri

anlamlıdır. Yapılan hesaplarda bazı yörelerde gerilme bileşeni çekme özelliğine sahip olabilmektedir. Aydan (1995) tarafından gösterildiği gibi, yer kabuğunda toplam gerilimler çekme

özelliğinde olamayacağı için, bu gerilimlerin yer kabuğundaki en küçük gerilim ile ilişkili olduğu düzlemdeki en büyük asal gerilim yönü Orhaneli'nin KB'sında, KB-GD'dan doğu-batı yönüne dönmektedir.

5 KARŞILAŞTIRMA VE YORUMLAR

GPS yöntemi dışında diğer yöntemlerden elde edilen gerilimleri birbirleri ile niceliksel olarak karşılaştırmak mümkündür. En anlamlı karşılaştırma, elde edilen asal ve yatay gerilimleri düşey gerilim ile oranlayarak yapılabilir. Çizelge 2, 4 ve 5'te verilen oranlanmış gerilimler ve yönleri karşılaştırıldığında, 3 farklı yöntemden elde edilen değerlerin birbirlerine benzer oldukları görülmektedir. Elde edilen sonuçlar; Orhaneli ve yakın çevresinde en büyük gerilimin düşeye yakın konumda olduğunu ve en küçük asal gerilimin ise yataya yakın olup, KD-GB yönünde etkiğini göstermektedir. GPS yöntemi ile aynı tür karşılaştırma yapmak mümkün olmamasına karşın, en azından yatay düzlemde etkiyen en büyük sıkışma gerilmesinin yönleri için bir karşılaştırma



Şekil 9. Marmara Bölgesi'nde değişik yöntemlere göre elde edilen en büyük yatay sıkışma gerilmelerinin yönlerinin karşılaştırılması

yapmak mümkün olabilir. Bu anlamda GPS'den elde edilen en büyük sıkışma gerilmesi hızının yönü veya her ikisinin de çekme özelliğinde olması halinde en küçük çekme gerilmesi hızı yönünün diğer yöntemlerden elde edilen en büyük yatay gerilmenin yönü ile aynı eksenli (co-axial) olduğu varsayılmıştır. Bu varsayım doğrultusunda elde edilen en büyük yatay gerilmelerin yönü diğer yöntemden elde edilenlerle Şekil 9'da karşılaştırılmıştır. Şekilden de görüldüğü üzere, Orhanlı ve yakın çevresi için GPS'den elde edilen yönler diğer yöntemlerle elde edilenlerle uyum içindedir.

6 SONUÇLAR

Orhanlı linyit açık işletmesi, Marmara Bölgesi'nde işletilen en büyük açık işletmedir. Elde edilen sonuçlar, Orhanlı ve yakın çevresinde en büyük gerilmenin hemen hemen düşey olduğunu ve en küçük asal gerilmenin ise yatay yönde olup, KD-GB yönünde etkidiğini göstermektedir. Bu çalışmada elde edilen arazi gerilmelerinin açık işletmenin duraylılık analizlerinde kullanılması yararlı olacaktır.

Diğer yandan, dört farklı yöntemden elde edilen gerilme değerleri ve yönleri birbirleri ile karşılaştı

tırıldığında sonuçların benzer olduğu görülmüştür. Hem ucuz, hem de pratik olması nedeniyle, benzer uygulamalar Türkiye'nin diğer yörelerinde de yapılabilir. Bu tür bir uygulama, ayrıca Türkiye milli sınırları içinde yer kabuğuna etkileyen gerilme ortamını açıklığa kavuşturmak açısından da yararlı olabilir.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö. 1995. The stress state of the earth and the earth's crust due to the gravitational pull. *Proc. 35th US Rock Mechanics Symposium*, Lake Tahoe, 237-243.
- Aydan, Ö., Ulusay R., Yüzer E., 1999. A research on Living Environment of Derinkuyu Underground City, Turkey. A report submitted to Japan Ministry of Education, Sports and Culture. Res. Rep. No: 09044154, 149 pp (Japonca).
- Aydan, Ö. 2000a. Fay çiziklerinden yer kabuğuna etkileyen gerilmelerin saptanması için yeni bir yöntem ve uygulaması. *Yerbilimleri*, 22: 223-236.
- Aydan, Ö. 2000b. GPS ölçümlerine dayanılarak Türkiye'nin yıllık birim deformasyon ve gerilim hızı dağılımı üzerine bir çalışma. *Yerbilimleri*, 22: 21-32.
- Aydan, Ö. 2000c. A new stress inference method for the stress state of earth's crust and its applications. *Proc. Western Japan Rock Engineering Symposium*, Kumamoto, Japan, 106-112..
- Aydan, Ö. & Paşamehmetoğlu, A.G. 1994. Dünyanın çeşitli yörelerinde ölçülmüş yerinde gerilmeler ve yatay gerilim katsayısı. *Kaya Mekaniği Bülteni*, 10: 1-17.

- Aydan, Ö., Ulusay, R. & Kumsar, H. 2000. GPS ölçümlerinden yararlanılarak Batı Anadolu'nun depremselliğine bir yaklaşım. *Batı Anadolu'nun Depremselliği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, İzmir, 279-292.
- Aydan, Ö., Kumsar, H. & Ulusay, R. 2001a. How to infer the possible mechanism and characteristics of earthquakes from the strations and ground surface traces of existing faults. *Workshop on Seismic Fault Induced Failures*, Tokyo, Japan, 153-162.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Tuncay, E., H., Kumsar, Yılmazoğlu, M. & Yüzer, E. 2001b. Batı Anadolu'nun etkin gerilim ortamı. *Jeoteknik III : İzmir ve Çevresinin Jeoteknik-Deprem Sempozyumu*, Bildiriler CD'si, 14s.
- Bulut ,Y., Narin, R., Çetin, A. & Aydın, H., 2000. Balıkesir - Bursa - Kütahya İlleri Civarındaki Neojen Sahalarının uyumlaştırılıp Bütünleştirilmesi ve Linyit Prospeksiyonu Ara Raporu III. MTA Derleme 10292, 7s.
- Eyidoğan, H., Güçlü, U., Utku, Z. & Değirmenci, E. 1991. Türkiye büyük depremleri makro-sismik rehberi (1900-1988). İTÜ Maden Fakültesi Yayını.
- Reilinger, R.E, McClusky, S.C., Oral, M.B., King, R.W., Toksöz, M.N., Barka, A., Kınık, I., Lenk, O., & Şanlı I. 1997. Global positioning system measurements of present-day crustal movements in the Arabia-Africa-Euroasia plate collision zone. *J. Geophysical Research*, 102(B5), 9983-9999.
- TKİ-BLİ, 2001. Sözlü görüşme. TKİ-Bursa linyit işletmeleri, Etüt-Proje servisi, Orhaneli, Bursa.
- Tuncay, E., Ulusay, R., Watanabe, H., Tano, Aydan, Ö. & Yüzer, E., 2002. Akustik Emisyon (AE) tekniği: 2- AE tekniğiyle Türkiye'de arazi gerilmelerinin belirlenmesi konusunda bir ön inceleme. *Yerbilimleri*, 25, 83-98.
- Watanabe, H. & Tano, H. 1999. In-situ stress estimation of Cappadocia Region using the increment of AE event count rate. *J. College of Engg., Nihon Univ.*, 41(1): 35-42.
- Watanabe, H., Tano, H., Ulusay, R., Yüzer, E., Erdoğan, M. & Aydan, Ö. 1999. Initial stress state in Cappadocia. *Proc. Japan-Korea Rock Engineering Symp.*, Fukuoka, Japan, 249-260.

Patlatma deliği, süreksizlikler ve şev aynası geometrilerinin matematiksel bir yaklaşımla incelenmesi

Investigation of drill hole, discontinuities and slope face geometry with a mathematical approach

A. Turanboy

Selçuk Üniversitesi Seydişehir M.Y.O, SEYDİŞEHİR

M.K. Gökay

Selçuk Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi., KONYA

ÖZET: Açık ocak patlatma işlemlerinde patlatma deliği, süreksizlik ve şev aynası konumları önemli parametrelerdir. Mevcut süreksizlik ve takımları ile kazı yüzeyi konumuna göre patlatma deliğinin üç eksende konumlandırılması, patlatmanın başarısında önemli olmaktadır. Bu çalışmada, bu üç geometri matematiksel bir yaklaşımla incelenmiş ve birbirlerinin konumlarına göre ortaya çıkacak olası durumlar üzerinde yorumlarda bulunulmuştur.

ABSTRACT: In open pit mine blasting drill hole, discontinuities and inclination plane positions are important parameters. Existing discontinuity and their sets and orientation of drilling holes in 3D to the planes of excavating surface are important in the success of blasting. In this study three dimension has been investigated with a mathematical approach and commented on possible conditions.

1 GİRİŞ

Patlatmanın verimi üzerinde, kontrol edilebilir ve edilemez parametreler etkilidir. Kazı ortamının geçirmiş olduğu tektonik hareketler sonucu meydana gelen süreksizlik düzlemleri de delme patlatma verimi üzerinde etkili olan, kısmen kontrol edilebilir parametrelerdendir. Serbest şev yüzeyinin konumu ile birlikte ele alınırsa, süreksizlik düzlemlerinin konumları, optimum patlatma için seçilecek patlatma deliğinin geometrisi üzerinde etkili olacaktır.

Kazı ortamında bulunan süreksizliklerin eğim, eğim yönü, aralık, frekans, büyüklükleri, içerdikleri dolgu maddesi türü, açıklık, pürüzlülük ve dalgalılık gibi özellikleri tektonizmanın bir fonksiyonu olarak ortaya çıkmakta ve bu süreksizlikler, süreksizlik takımı veya takımları olarak gözlenebilmektedir. Mekanik açıdan çoğu zayıf özellik gösteren bu oluşumlar, kazı

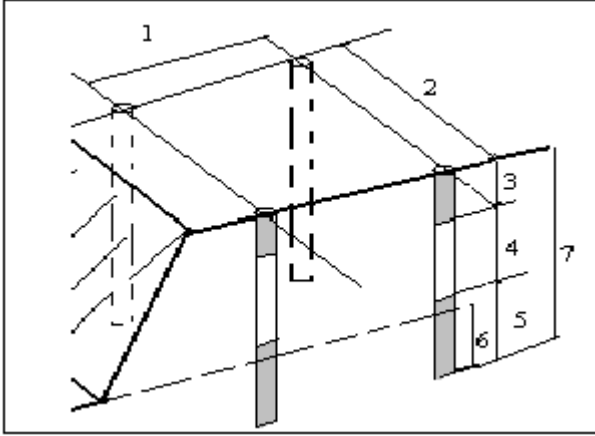
ortamında, ocağın çeşitli kesimleri için patlatma başarısını etkileyebilmektedir.

2 MODEL ÇALIŞMASI

2.1. Serbest Şev-Süreksizlik Yüzeyi Arasındaki Sınıflama

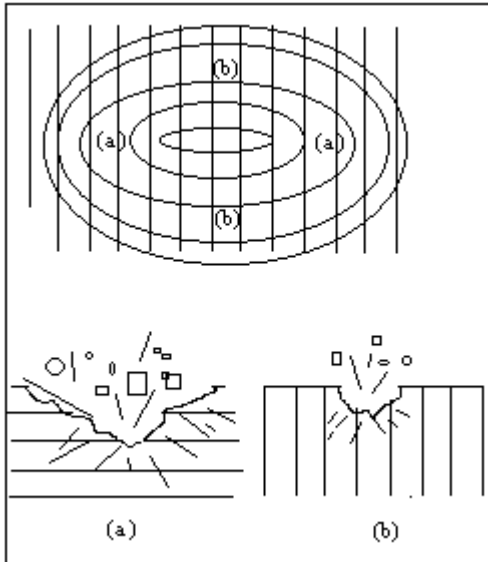
Bu çalışmada, Delme -Patlatma işlemlerinde önemli bir faktör olarak ortaya çıkan süreksizlik - serbest şev yüzeyi konumu ilişkileri analitik geometri ilkeleri ile incelenerek çeşitli amprik matematiksel ifadeler elde edilerek, özellikle patlatma deliğine verilecek açı veya açılar üzerinde yaklaşımlarda bulunulmuştur. Model çalışmasında, düzlem, serbest şev yüzeyi, süreksizlik düzlemi veya düzlemleri, doğru, patlatma deliği olarak kabul edilip, aralarındaki geometri matematiksel olarak tanımlanmıştır. Basamak patlatması terimleri, şöyle

özetlenebilir, (Hoek & Bray, 1977), (Şekil 1);



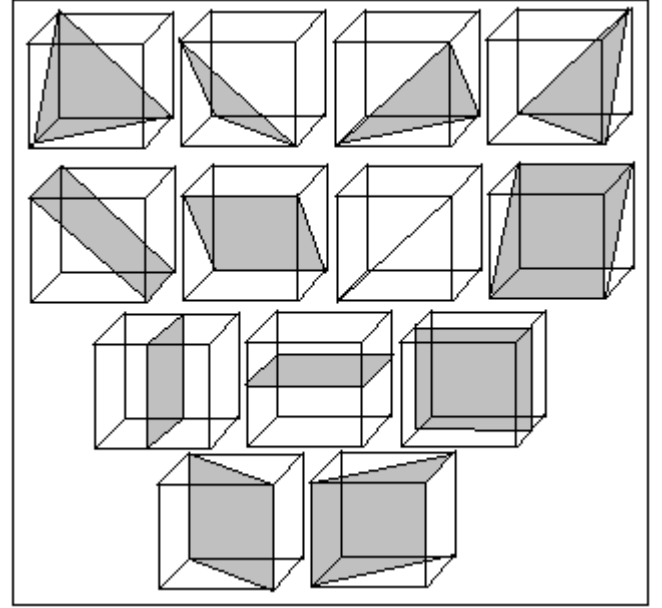
Şekil 1. Patlatma deliği geometrisi (Hoek & Bray, 1977).
1. Dilim kalınlığı 2. Deliklerarası mesafe 3. Sıkılama 4. Kolon şarj 5. Dip şarj 6. Delik taban payı 7. Basamak yüksekliği

Pekçok araştırmacı tarafından, süreksizlik ve şev düzlemleri ile patlatma deliği konumu arasında ilişki matematiksel, fiziksel model ve arazi çalışmaları ile ortaya konulmuştur (Gama, 1983; Rossmanith ve arkadaşları, 1993). Tek delik atımlarında, en büyük atım kütlesi, süreksizlik doğrultusunun şev doğrultusuna paralel olduğu konumlarda gerçekleşmektedir (Özkahraman ve Bilgin, 1996). Kaya ortamında açılan ocaklarda, bölgenin geçirmiş olduğu tektonizmalar sonucu süreksizlik takımı veya takımları gözlenmektedir. Bu durumda tek bir takımı halinde sıralanmış süreksizlikler ve ocak planı gözönüne alındığında, ocağın karşılıklı iki kesiminde yüksek, diğer iki kesiminde düşük patlatma başarısı sağlanacağı söylenebilir (Şekil 2);



Şekil 2. Şev konumu-süreksizlik konumu. a) Şev serbest yüzeyi, süreksizlik düzlemine paralel. b) Şev serbest yüzeyi, süreksizlik düzlemine dik.

Şev serbest yüzeyi ve süreksizlik düzlemi arasındaki bu iki ilişki dışında, ara durumlardan da sözedilebilir. Bu ilişkiler Şekil 3.' de sunulmuştur. Burada basamak bir küp modeli olarak düşünülmüş ve gözlenebilecek olası süreksizlik düzlemlerinin konumları ile şev modelinin geometrisi doğrusal bir yaklaşımla sınıflandırılmıştır.



Şekil 3. Küp Şev modeli içinde mümkün süreksizlik düzlemleri.

Patlatma işlemlerinde, basamak genişliği, şev yüksekliği, dilim kalınlığı, patlatma deliği boyu, patlatma deliği eğimi, süreksizlik eğim ve eğim yönü geometrik parametrelerdir. Başarılı bir patlatma için, mevcut şev ve süreksizlik geometrisinden başka kontrol edilebilir olarak sadece patlatma deliğinin konumlandırılması önem taşımaktadır. Patlatma deliği tasarımında geometrik faktörler birbirleri ile sıkı sıkıya ilişkilidir ve optimum patlatma deliği geometrinin tespit edilebilmesi için üç boyutta inceleme yapılması kaçınılmaz olmaktadır.

2.2. Patlatma Deliği ve Süreksizlik Düzlemleri Arasındaki İlişki

Gerçekleştirilen çalışmada, tek bir patlatma deliği için, patlatma deliği bir doğru, süreksizlik ve şev yüzeyleri birer düzlem olarak kabul edilmiş, patlatma deliği ve süreksizlik düzlemlerinin birbirlerine paralellığının sağlanması için patlatma

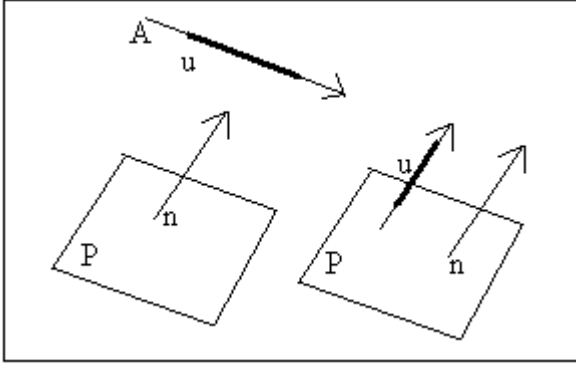
deliğine verilecek üç eksendeki açılar, şev düzleminin de konumu da dikkate alınarak, matematiksel olarak modellenmiştir.

Doğrusal geometri ilkelerine göre, bir doğru ve bir düzlem arasındaki diklik veya paralellik koşulu matematiksel olarak açıklanabilmektedir (Graw & Hill, 1963, Sezginman ve Abacı, 1994).

Bir A doğrusunun doğrultman vektörü,

$$u = (L, M, N)$$

ve bir düzlemin normal vektörü,
 $n = (a, b, c)$ olsun (Şekil 4);



Şekil 4. Bir düzlem ve bir doğrunun diklik ve paralellik durumu.

diklik şartı,

$$La + Mb + Nc = 0$$

ve paralellik şartı,

$$(L/a) = (M/b) = (N/c)$$

olarak verilebilir. Aynı şekilde doğru denklemi,

$$A = \begin{cases} a_1x + b_1y + c_1z + d_1 = 0 \\ a_2x + b_2y + c_2z + d_2 = 0 \end{cases}$$

ve düzlem denklemi,

$$D = a_3x + b_3y + c_3z + d_3 = 0$$

Sistemin çözüm takımı şu şekilde oluşturulabilir,

$$\begin{vmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 \end{vmatrix} = 0$$

ise doğru düzlemi deler.

$$\begin{vmatrix} a_1 & b_1 & c_1 \\ a_2 & b_2 & c_2 \\ a_3 & b_3 & c_3 \end{vmatrix} \neq 0$$

ise doğru düzleme paraleldir.

Burada, matrislerin çözüm takımları delme noktasının koordinatlarını vermektedir.

Eğer tanımlanacak yüzey bir süreksizlik yüzeyi ise, kazı ve kademe üzerinde en az üç noktanın bilinmesi gerekmektedir. Bu üç nokta bir doğru oluşturmayacak şekilde seçilmek zorundadır. Şekil 3.' de verilen olası süreksizlik konumları için, yukarıda sözü edilen şartların matematiksel açılımları gerçekleştirilebilmektedir.

Herhangi bir süreksizliğin şev aynasındaki görünümünü iki boyutta Şekil 5.' de sunulmuştur. Buna göre P ve Q noktalarının koordinatları Çizelge 1.' de verilmiştir.

Çizelge 1. P ve Q noktalarının koordinatları

	P (x,y,z)	Q (x,y,z)
a konumunda	0, 0, 1	0, 1, 0
b konumunda	0, 0, 0	0, 1, 1
c konumunda	0, 0, 0.5	0, 0.5, 0.5

PQ doğrusunun vektör eşitliği,

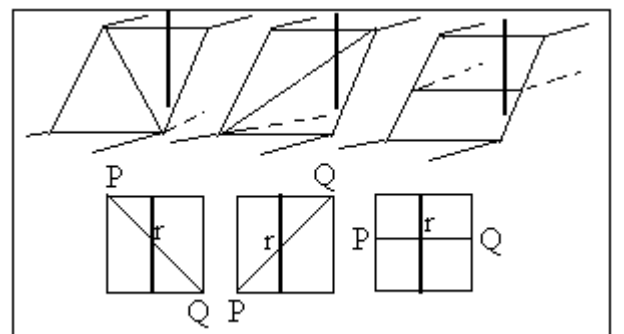
$$r = r_1 + \lambda (r_2 - r_1) \text{ olarak verilebilir.}$$

$0 < \lambda < 1$ arasında tanımlanabilir. Bu aralıkta, tanımlanabilen λ değerleri birim hacim için, koordinat değerleri Çizelge 2.'de sunulmuştur.

Çizelge 2. $0 < \lambda < 1$ aralığında, (x, y, z) koordinat değerleri.

	$\lambda=0$	$\lambda=1$	$\lambda=0.5$
a'da(x,y,z)	(0,0,0.5)	(0,1,0.5)	(0,0.5,0.5)
b'de(x,y,z)	(0, 0, 0)	(0, 1, 1)	(0,0.5,0.5)
c'de(x,y,z)	(0,0,0.5)	(0,1,0.5)	(0,0.5,0.5)

Şekil 5.' de verilen süreksizlik izdüşümleri Şekil 2.'



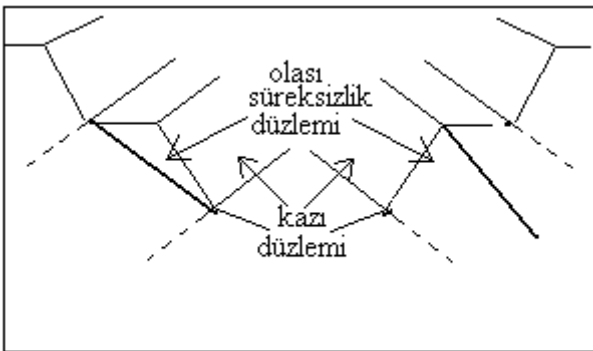
de mümkün süreksizlik düzlemleri için genelleştirilip uygulanabilmektedir.

Şekil 5. Patlatma deliği (koyu renkli) ve şev aynasında süreksizliğin olası görünüşleri.(İkinci satır şekiller cephe görünüşleridir.)

Modelde süreksizlik düzlemi ve patlatma deliği düzleminin paralelliğinin sağlanması için, eğimi daha düşük veya dik süreksizlikler için, dilim kalınlığının çok fazla geride veya ileride alınmasını gerektirmektedir. Bu yüzden, bu iki geometri arasında, sadece paralelliğin sağlanması, yeterli olmayacaktır. Dilim kalınlığının fazla alınması ile;

- Yeterli kütlenin patlatılamaması,
- Arkadaki şevin hasar görmesi,
- Ocağın patlatma yapılan kesimde genel şeklinin korunamaması,
- Basamak ve genel şev açısının korunamaması gibi olumsuzluklarla karşılaşılabilir.

Ayrıca kazı yüzeyinin süreksizlik düzlemine göre konumunda sınırlamalar getirmektedir. Bu yüzden oluşturulan model, kazı yüzeyi eğimi ile süreksizlik eğiminin aynı ve zıt yönlü olması durumlarında, açılacak patlatma deliğinin konumu ile sınırlandırılmıştır (Şekil 6). Patlatma deliğinin, süreksizlik düzlemi ile paralelliğinin sağlanması patlatma başarısında tek başına etkili olmayacağı gerçeği üzerine, patlatmada etkili üç önemli bileşenin konumları ise, şu şekilde ilişkilendirilebilir (Şekil 7) ve (Çizelge 3).



Şekil 6. Kazı ve süreksizlik eğimlerinin aynı ve zıt yönlü olması durumları.

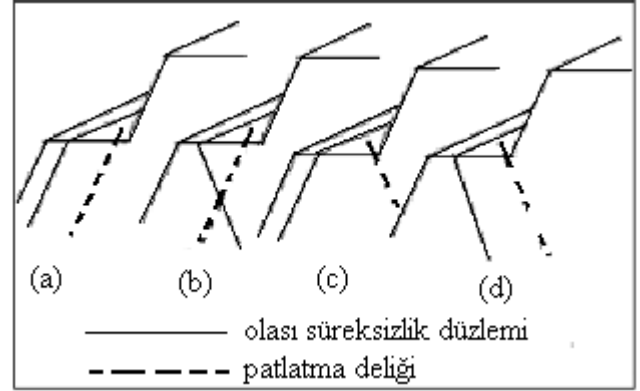


Şekil 7. Üç önemli bileşenin birbirleriyle ilişkisi.

Çizelge 3. Üç önemli bileşenin birbirleriyle ilişkisi.

1-2 aynı yönde	1-3 aynı yönde	2-3 aynı yönde
1-2 aynı yönde	1-3 farklı yönde	2-3 farklı yönde
1-2 farklı yönde	1-3 farklı yönde	2-3 aynı yönde
1-2 farklı yönde	1-3 aynı yönde	2-3 farklı yönde

Bu ilişkiler, iki boyutta Şekil 8.' de şekille ayrıca sınıflandırılarak sunulmuştur.



Şekil 8. Üç bileşenin birbirine göre konumları.

Buna göre, sabit dilim kalınlığında; atım kütlesi açısından, birim patlayıcı başına, en ideal işlemin (a) geometrisinde olacağı, (b) geometrisinde daha az parçalanmış ve küçük taneli malzeme, (c), (d) geometrilerinde tırnak problemi ile karşılaşılabilir, daha az ve iri kütleler elde edilebileceği, ayrıca arka bölgede hasarlar meydana gelebileceği söylenebilir.

Aynı ilişkiler, cephe ve plan görünüşleriyle de ortaya konulabilir.

3 SONUÇ

Sadece süreksizlik düzlemi, şev kazı yüzeyi ve patlatma deliğinin konumu dikkate alınarak, sabit patlayıcı miktarı ile, gerçekleştirilecek patlatma işlemleri Şekil 8(a) ile sınırlı olacaktır. Bu şartlarda bile ocağın ilerlemesiyle ocağa verilecek genel şekilde bozulma olacağı söylenebilir. Ancak hızlı ilerleme istendiğinde uygulanabilir bir şart olarak karşımıza çıkmaktadır. Diğer koşullar için, patlatmada etkili, patlayıcı miktarı, dilim kalınlığı, sıkılama gibi faktörler gözönüne alınmalıdır.

Gerçekleştirilen geometrik yaklaşımda, sözü edilen

üç geometrinin, patlatma üzerindeki etkisi incelenmiş. Ayrıca patlatma deliğinin süreksizlik düzlemini veya setini hangi noktalarda kestiği, Süreksizlik veya setleri ile kazı yüzeyi konumuna göre üç ekseninde, patlatma deliğine verilecek açılar sonucu elde edilecek sonuçların değerlendirilmesi, arazi çalışmalarıyla desteklenmelidir. Bu çalışmada ortaya konulan sınıflandırma ve geometrilerden elde edilen sayısal sonuçlar arazi çalışmalarına temel teşkil etmektedir. Arazi çalışmaları devam etmektedir.

KAYNAKLAR

Gama , C. D., 1983. *Use of Comminution of Theory to Predict fragmentation of Jointed Rock Masses Subjected to Blasting*, 1 St International Symposium on Rock

böylelikle patlatma sonucu meydana gelecek sismik dalga şoklarının yönelimi hakkında fikir edinilebilecektir.

fragmentation by Blasting, Sweden.

Graw, M. & Hill, I. L. 1963. *Engineering Drawing*, Mc Graw-Hill Book Company, New York.

Hoek, E. & Bray, J. 1977. *Kaya Şev Stabilesi*, (Ç.Paşamehmetoğlu, A. G., Öncül, M.K., Şatırlar, T. B.) TMMO Maden Mühendisleri Odası Yayını.

Özkahraman, H. T. ve Bilgin, H. A., 1996. *Hakim Süreksizlik Yönünün Patlatmaya Etkisi: Yerinde İnceleme*, 2. Delme Patlatma Sempozyumu, TMMO Maden Mühendisleri Odası Yayını, Ankara.

Rossmann, H. B., Chongfeng, X., Knassmilner, R. E., & Wegner, J. L., 1993. *Effect of Stress Waves on Pre-damaged Interfaces in Rock Mass*, 4St International Symposium on Rock fragmentation by Blasting, Austria.

Sezginman, İ. & Abacı, M., 1994. *Uzay Analitik Geometri*, 3. Baskı, Birsan Yayınevi, İstanbul.

Blok geometrisinin hafif yapı elemanlarının dayanım özelliklerine olan etkisi

Analysis for the effects of block geometry on the elasticity properties of lightweight building masonries

M. Davraz

İSBAŞ Isparta Belediyesi Bims Yapı Elemanları ve San. Tic. A.Ş., Isparta

L. Gündüz

Süleyman Demirel Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

ÖZET : Günümüz teknolojisinde, doğal-hafif agregaların farklı endüstri alanlarında kullanımı giderek artmaktadır. Bunlar arasında özellikle pomza kayacı, inşaat sektöründe hafif yapı elemanı olarak kullanılmaktadır. Ülkemiz inşaat endüstrisinde, hafif blok elemanı kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır. Bu yüzden, yapı bloklarının teknik özellikleri çok iyi bir şekilde tanımlanmalı ve analiz edilmelidir. Bu makalede, pomza agregalı blok elemanları üzerinde yapılan bir dizi araştırmanın bulgularına göre, blok elemanlarının kaya mekaniği açısından özellikleri ve geliştirilen ampirik yaklaşımlar detaylı olarak verilmiştir.

ABSTRACT : In current technology, the usage of lightweight natural aggregates show gradually rising trend in different industrial areas. In majority, pumice stone is used as a lightweight building material in civil structuring applications. Using the lightweight aggregate masonry blocks is also very important task in the building industry. Therefore, the technical specifications of the masonry blocks should be well defined and analysed. In this paper, according to the research findings carried out on the pumice aggregate lightweight masonry blocks, the rock mechanics aspects and the depicted empirical equations for the masonry blocks were presented in detail.

1 GİRİŞ

Günümüz madencilik uygulamalarında diatomit, pekişmiş tuf, pomza, volkanik cüruf gibi doğal gözenekli ve hafif malzemelere verilen önem giderek artmaktadır. Bu malzemeler, farklı endüstriyel alanlarda değerlendirilmekte olup, özellikle inşaat sektöründe hafif yapı ve yalıtım agregası olarak kullanımının oldukça yaygın olduğunu görmek mümkündür. Bugün, dünyanın birçok ülkesinde, bu hammadde kaynaklarına dayalı büyük sektörel alanlar oluşmuştur. Bu açıdan ele alındığında, doğal, gözenekli ve hafif malzemelerin, endüstriyel birer hammadde kaynağı olarak olarak, ülkemiz ekonomisi ve madencilik sektörüne yüksek bir katma değer kazandıracağı muhakkaktır. Ancak, bu malzemelerin kullanımı ve ürün geliştirme üzerine, ülkemizde ARGE çalışmalarının yeterli düzeylerde olmadığı da görülmektedir.

İnşaat sektöründe hafif yapı elemanı olarak kullanılan boşluklu blok elemanların, kullanım amacına bağlı dayanım özellikleri farklı standartlarda, ayrı parametrik değerler olarak

öngörülmektedir. Konu üzerine yapılan incelemelerde, blok elemanları için öngörülen sınır dayanım değerlerinin belirlenmesinin, uzun zamanlar tartışma konusu olduğu gözlenmektedir. Blok elemanlarının dayanım ilişkileri, kullanılan malzemenin yapısal özelliğinin bir fonksiyonu olduğu kadar, blok üretim sürecinde uygulanan karışım parametrelerine ve proses teknolojisine bağlı bir değişkenlik de göstermektedir. Üretim prosesinde uygulanan üretim aşamalarındaki kalıba dökme, vibrasyon süresi, sıkıştırma basıncı v.b. gibi etmenlerle, karışımında kullanılan malzeme oranlarına bağlı olarak, elde edilen blok elemanlarının basınç dayanım değerlerinin ilişkilendirilmesi ve iyileştirilmesi hususu üzerine yapılmış araştırma çalışmalarını görmek mümkündür. Ancak, temel hammadde olarak kullanılan agrega, çimento ve karışım özellikleri yanı sıra, blok elemanlarının geometrik değişiminin, blok basınç dayanım değeri ve elastisite özelliklerine nasıl etki edeceği hususu üzerine yapılmış araştırma çalışmalarına yeterince rastlanılamamaktadır. Bu husus, blok elemanlarının kullanımı üzerine geliştirilen standartlarda göz ardı edilemeyecek temel öğelerden birisini

oluşturmaktadır. Pomzanın doğal ve hafif agrega olarak kullanıldığı blok elemanlarının, ürün geometrisi ve basınç dayanımı arasındaki ilişkiler, bir ARGE çalışması kapsamında deneysel olarak analiz edilmiştir. Kaya mekaniği prensipleri çerçevesinde, blok elemanları geometrisinin, bloğun elastisite özelliklerine olan etkisi üzerine yapılan analiz bulgularından, pratikte standart olarak kullanılabilecek ampirik yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu makalede, doğal ve gözenekli malzemelerden elde edilen blok elemanlarının kullanım sürecinde, uygulayıcılara ışık tutmak amacıyla, yapılan analiz bulguları tartışılmakta ve tanımsal ölçeklerle geliştirilmiş blok basınç dayanımlarının kestirimine yönelik yaklaşımlar tanımlanmaktadır.

2 HAFİF DOĞAL KAYAÇLARIN YAPI ENDÜSTRİSİNDEKİ ÖNEMİ

İnşaat sektöründe doğal ve hafif malzeme kullanımının binaların duraylılığı açısından büyük önem taşımaya paralel olarak, yapı endüstrisinde ısı ve ses yalıtımı bakımından da uygun değerlere sahip gözenekli-hafif doğal kayaçların kullanımı giderek yaygınlaşmaktadır. Ancak, bu malzemeler ile elde edilen yapı elemanlarının teknik açıdan irdelemelerinde, malzeme teknolojisi ve mekanik özelliklerinin incelenmesi, kaçınılmaz olmaktadır (Cengizkan ve Ersoy, 1999). Kullanılan hammaddenin kayaç özellikleri, elde edilen ürünlerin kalitesini doğrudan etkilediği için bu malzemeler üzerine kaya mekaniği prensipleri çerçevesinde yapılacak olan incelemeler analizlerin bel kemiğini oluşturmaktadır. Bu bakımdan, kayaç karakteristiğinin ürün özelliklerine etkisi detay olarak analiz edilmeli ve ürün kalitesine etki eden kayaç parametreleri tanımlanmalıdır.

Farklı endüstri dallarında kullanılan ve değişik karakteristik özellikler sergileyen gözenekli ve hafif doğal kayaçlar, bugün özellikle inşaat sektöründe de yaygın olarak değerlendirilmektedir. Geliştirilen farklı şekil ve geometrilerdeki blok malzemelerin kullanım yeri özelliklerine bağımlı olarak bir dizi, teknik parametreleri sağlaması ve standartlara uygunluk arzemesi kaçınılmaz olmaktadır (Failla et.al. 1997). Bu irdelemelerin sağlıklı olarak yapılabilmesi amacıyla, bir dizi deneysel çalışmaların bu ürünler üzerinde yapılması ve kalite faktör tanımlamaları ve standart olarak ele alınabilecek bazı değerlerin geliştirilmesi gerekmektedir (Bomhard 1980). Bu amaçla, bimsbeton olarak elde edilen karışımların, kaya mekaniği prensipleri çerçevesinde, tüm teknik detay analizleri yapılarak, jeomekanik parametreleri

ayrıntılı olarak tanımlanmalıdır. Malzemenin yük altında, zamanla kırılması sürecinde, pratik olarak irdelenebilecek bir dizi teorik ve istatistiksel ifadelemelerin geliştirilmesi gerekmektedir.

Doğal gözenekli değişik yapıda agrega içeren beton türleri, özellikle bir çok ülkede yaygın olarak kullanılmaktadır. Bunların arasında kullanım açısından en yaygın olanları, volkanik-pekişmiş tüf, genleşmiş perlit, volkanik cüruf, diatomit, vermikülit, bims (pomza) vb. gibi doğal kayaçlardır. Bu kayaçlar, inşaat endüstrisinde doğal hafif agrega olarak değerlendirilmektedir (Anonim 2002). Tüm gözenekli agregaların taşıdığı kendine has yapısal özellik farklılığı, bu agregalardan elde edilmiş hafif betonların özelliklerine de yansımaktadır. Hafif betonlarda, agregaların gözenekli olmasına bağlı olarak, birçok olumlu özellikler görülebilmektedir. Hafif betonların kullanıldığı tüm yerlerde, elastisite özellikleri ile doğrudan ilgili parametreler olarak, şu değişken değerler detay olarak irdelenmelidir (Cengizkan ve Ersoy 1999):

1. Basınç dayanımı,
2. Kuru birim hacim ağırlık değeri,
3. Gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi,
4. Çekme dayanımı ve çatlak gelişim mekanizması,
5. İç yapı ve matris bağ özellikleri,
6. Sünme ve çekme davranışı,
7. Değişken çevre koşullarına dayanım.

Pomza kullanılarak hafif beton eldesi, inşaat sektöründe hafif beton optimizasyonu için karışım parametrelerinin doğru olarak yapılması, maliyet ekonomisi açısından da son derece önemli olmaktadır. Hafif agregalı betonun basınç dayanımına etki eden bağımlı ve bağımsız değişkenlerin analizi için bir çok çalışmalar ve karışım oranlarının belirlenmesi ile su/çimento oran değişimleri üzerine değişik yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu çalışmalarda, katı malzeme tane boyut dağılımı, çimento kullanım oranı (dozaj) ve kür süresi gibi değişkenlerin en etkin parametreler olduğu gözlenmiştir. Ayrıca, hafif agregalı betondan elde edilen yapı elemanlarının şekil, boyut ve geometrik özelliklerinin de bu elemanın dayanım ve elastisite özellikleri ile doğrudan ilişki olduğu bir gerçektir. Bu bakımdan, bu etkileşimin detaylı olarak tanımlanabilmesi için, kullanılan hafif agrega bağlamında teknik analizlere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu amaçla, yapılan bir ARGE çalışmasında, pomzadan mamul hafif betonların (bimsbeton) ve bu hafif beton ile elde edilmiş hafif yapı elemanlarının dayanım ve elastisite özellikleri detaylı olarak analiz

edilmiştir. Aşağıdaki bölümlerde, yapılan bu analiz bulgularının bir özeti sunulmaktadır.

3 BLOK GEOMETRİSİ VE DAYANIM İLİŞKİSİ

Gözenekli ve doğal kayaların hafif agrega olarak kullanımı ile geliştirilen farklı şekil ve geometrilerdeki blok ürünlerinin, kullanım yeri özelliklerine bağımlı olarak bir dizi, teknik parametreleri sağlaması ve standartlara uygunluk göstermesi gerekmektedir. Bu irdellemelerin daha sağlıklı olarak yapılabilmesi amacıyla, deneysel çalışmalar bu ürünler üzerinde yürütülmeli ve elde edilen bulgulara göre kalite faktör tanımlamaları yapılmalıdır. (Anonim, 2001-a). Ayrıca, standart olarak ele alınabilecek bazı değerler geliştirilmeli ve bu bazı parametreler bir şablon olarak belirtilmelidir.

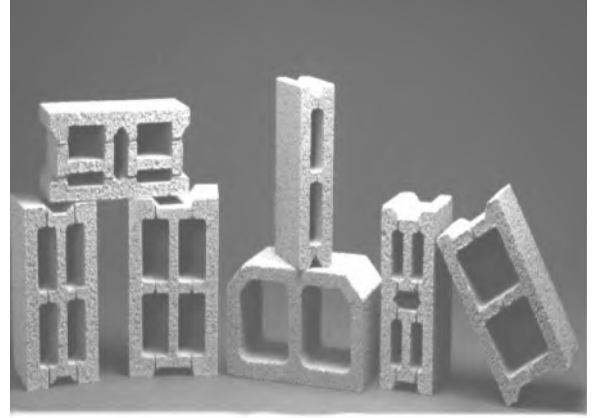
Ancak, pomzadan mamul yapı elemanlarının kullanımına yönelik, TSE standartları irdelendiğinde, konu ile ilgili başlıca standardın "Bimsbetondan Mamul Yapı Elemanları" TS 2823 nolu standart olduğu görülmektedir. Bu standart, içerik olarak irdelendiğinde, teçhizatsız bimsbetondan mamul boşluklu duvar bloklarının (BDB), standarda uygunluk analizinde yapılacak incelemelerde başlıca iki ana kriterin esas alındığı görülmektedir:

1. Blokların şekil, boyut ve geometrisi ile ilgili getirilen sınırlamalar,
2. Blokların birim hacim ağırlığı, basınç dayanımı ve tanımlama işaretleri ile ilgili yapılan tanımlamalar.

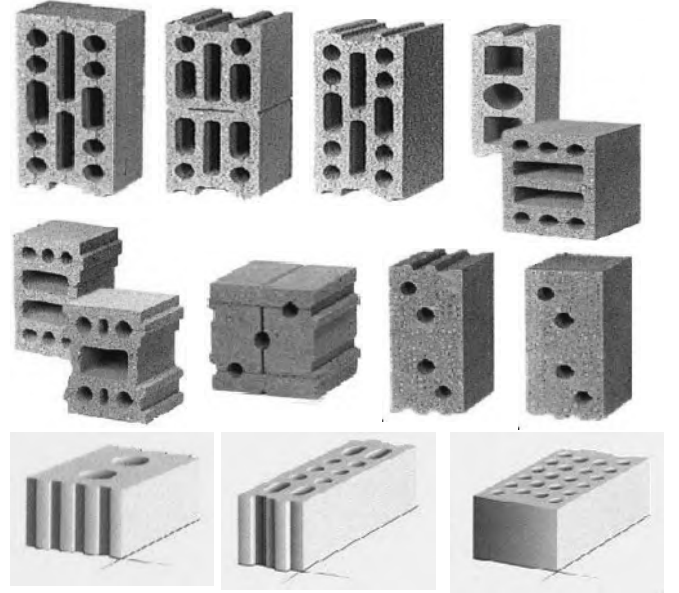
Standarta göre, teçhizatsız bimsbetondan mamul yapı elemanlarının birim hacim ağırlığı ve blok geometrisi ne olursa olsun, istenilen basınç dayanımının minimum 20 kg/cm^2 (2 MPa) ve ortalama 25 kg/cm^2 (2.5 MPa) olması gerekmektedir. Ayrıca, boşluklu duvar blokları için, 1 sıra, 2 sıra, 3 sıra ve 4 sıra boşluklu form geometrileri önerilmiştir. Diğer taraftan, bloklarda kalıp form olarak bırakılacak boşlukların dikdörtgen geometride olması gerektiği vurgulanmış ve blok için dış ve iç et kalınlık değerlerine sınırlamalar getirilerek, harç cebi kullanımı gerekli görülmüştür. TS 2823'e uygun ve ülkemizde üretilen blokların genel form şekilleri sembolik olarak Şekil 1'de gösterilmiştir.

Bimsbetondan mamul hafif yapı elemanlarının, dünyanın birçok ülkesinde standardize edilmiş ve yaygın olarak kullanımındaki şekil ve geometrik formları, ülkemizden çok farklı bir durum

sergilemektedir. Şekil 2'de dünyada kullanılan bimsbetondan mamul hafif elemanlarının blok formları ve geometrik görünüşleri genel olarak verilmektedir.



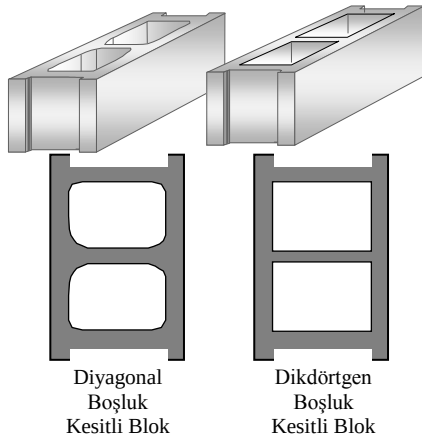
Şekil 1. Pomzadan mamul blokların genel formlarına örnek görünüm. (Anonim 2001-b).



Şekil 2. Dünya da bimsbetondan mamul yapı elemanı-duvar bloklarının genel formları.

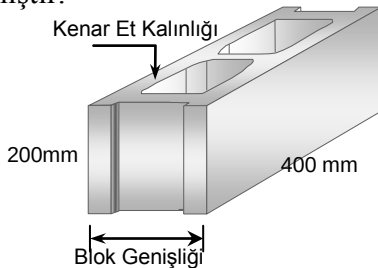
Bu formlar incelendiğinde (Şekil 2), bimsbetondan mamul duvar bloklarının geometrik analizlerinde, boşluk formlarının yalnızca dikdörtgen kesitli boşluklar olmadıkları dikkati çekmektedir. Bunun yanı sıra, boşluk formlarında, dairesel boşluk kesitlerin, elipsoit boşluk kesitlerin sıralı ve/veya karma şekillerde bir blok üzerinde dizayn edildiği görülmektedir. Ayrıca, iç ve dış et kalınlıklarında, TS 2823'de belirtildiği üzere bir sınırlamanın olmadığı görülmektedir. Bu tarz geometrilere sahip bloklar üzerinde yoğun bilimsel araştırma çalışmaları yapılmış olup, elde edilen teknik bulgularla, bloğun dayanım ve yalıtım özelliklerinin TS 2823'de belirtilen blok geometrilerinden daha uygun değerler sağladığı da tespit edilmiştir. Bu

bağlamda, TS 2823 standardına göre ülkemizde üretilen blok geometrileri ve form tasarımlarının yeniden gözden geçirilerek, blok ürün çeşitliliğini arttırmaya yönelik olarak, standartta öngörülen blok boyutlandırmalarına ilişkin yeni düzenlemelerin yapılması kaçınılmaz olmaktadır. Yapılacak bu düzenlemeler ile blok üreticisi kurum veya kuruluşların, blok ürün çeşitliliği itibarıyla ülke ekonomisine (dayanım, yalıtım vs. özelliklerin gelişmesi) önemli katma değerler kazandıracağı da göz ardı edilmemelidir. Blok geometrileri ve bu geometriye bağlı olarak bloğun dayanım ve elastisite özelliklerindeki değişim olgusu, detay bir inceleme konusunu gündeme getirmektedir. Bu hususa bir ışık tutmak amacıyla, üniversite-sanayi işbirliği çerçevesinde yapılan bir ARGE çalışmasında, pomza agregalı ve iki ayrı boşluk form şeklinde hazırlanmış (dikdörtgen boşluk ve diyagonal boşluk kesitli) bir sıra boşluklu blok elemanlarının ağırlık, dayanım ve şekilsel özellikleri açısından incelemeler yapılmıştır (Şekil 3).



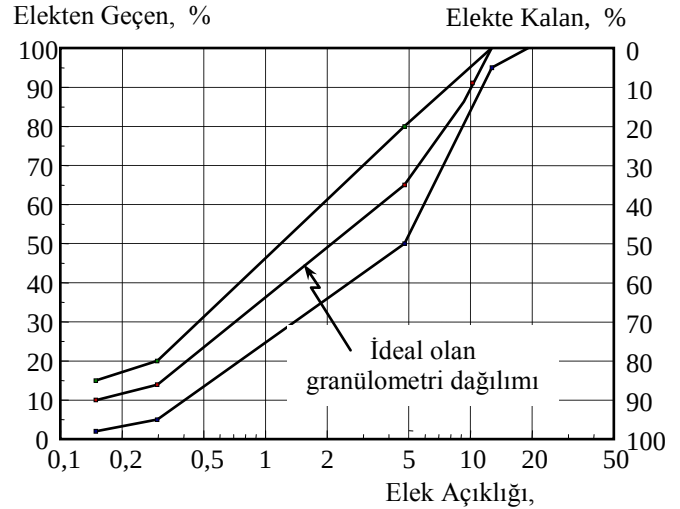
Şekil 3. Araştırmada kullanılan bir sıra boşluklu blok elemanlarının form şekilleri.

Araştırmada 10 cm, 15 cm, 19 cm ve 25 cm genişlik değerlerine sahip bloklar kullanılmış olup, bu blok boyutlarında 4 farklı blok kenar et kalınlık değeri kullanılmıştır. Bu et kalınlık değerleri : 25 mm, 30 mm, 35 mm ve 40 mm'dir. Blok boyutları ve bloklar için kullanılan terminoloji ise şekil 4'de gösterilmiştir.

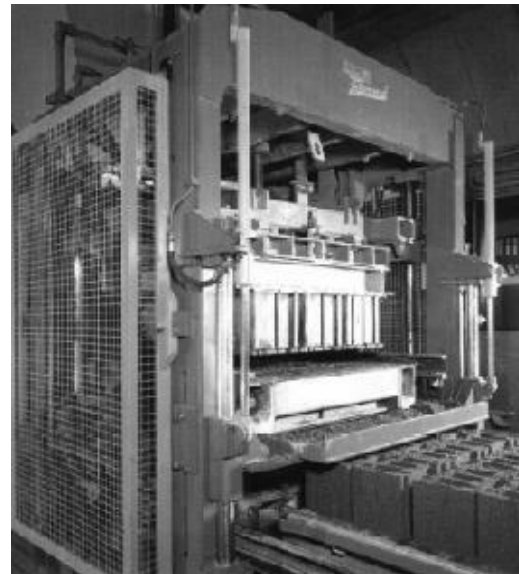


Şekil 4. Araştırmada kullanılan bir sıra boşluklu blok elemanlarının geometrisi ve terminoloji.

Pomza agregalı blok elemanlarında ince malzeme kullanım oranının blok dayanımına önemli derecelerde etki ettiği çoğu araştırmacılar tarafından vurgulanmış olan bir husustur. Bu bakımdan, bimsbeton karışımlarının hazırlanmasında ince malzeme kullanım oranının tespiti amacı ile farklı kombinasyonlarda bir dizi bimsbeton örnekleri hazırlanmıştır. Analizlerde bağlayıcı malzeme olarak PÇ 32.5 portland çimentosu kullanılmıştır. İnce malzeme oranının etkisini tespit amacıyla şekil 5'de öngörülen karışık agreg granülometri eğrisine uygun bir dağılıma sahip agreg kombinasyonu (%20 - %50 arası oranlarda 0-1 mm grubu pomza tozu, 1-7 mm orta irilikte pomza agregası ve 7-15 mm iri pomza agregası) kullanılarak, 150-300 kg/m³ çimento dozajlarına sahip bimsbeton örnekleri hazırlanmıştır. Bu bimsbetonlar ile iki ayrı formda bir sıra boşluklu bloklar mekanik bir döküm düzeneği ile dökülerek üretilmiştir. (Şekil 6).



Şekil 5. Karışık hafif agreg granülometrisi.



Şekil 6. Blok dökümü için mekanik sistem görünümü.

Bu çalışmada başlıca şu hususlara yer verilmiştir:

1. Blok kalınlığı ve blok geometrisinin bloğun alansal ve hacimsel doluluk oranına etkisi,
2. Blok kalınlığı ve blok geometrisinin bloğun kuru birim ağırlık değerine etkisi,
3. Blok kalınlığı ve blok geometrisinin bloğun basınç dayanımına etkisi,
4. Blok hacimsel doluluk oranı, bimsbeton küp dayanım değeri, blok geometrisi ve çimento dozajına bağımlı olarak blok dayanımının analizi,
5. Blok hacimsel doluluk oranı, bimsbeton küp dayanım değeri ve karışımda kullanılan ince/orta/iri agrega oranı ve çimento/agrega oranına bağımlı olarak blok dayanımının analizi.

Bu analizlere ilişkin olarak elde edilen parametrik bulgular aşağıdaki paragraflarda özet olarak irdelenmiştir.

Yapı endüstrisinde duvar elemanı olarak kullanılan bir bloğun dayanımı, bloğu geometrik olarak oluşturan şekilsel forma bağımlı olarak, yüzey alanının ve/veya boşluklu toplam hacmin bir fonksiyonu olarak değişmektedir. Bu bakımdan, blok elemanlarında dayanım analizlerinin yapılabilmesi için öncelikle blok elemanın alansal doluluk ve hacimsel doluluk oranlarının belirlenmesi gerekmektedir. Şekil 3'de sembolik görünümü verilen tek sıra boşluklu blokların alansal ve hacimsel doluluk oranları, blok elemanın geometrik formundaki değişimin bir fonksiyonu olarak belirlenebilmektedir. Yapılan incelemede, bloğun alansal doluluk ve hacimsel doluluk oranı, fonksiyonel bir bağıntı ile eşitlik 1 ve eşitlik 2'de belirtildiği gibi tanımlanmıştır. Blok elemanlarında kenar et kalınlığı arttıkça bloğun alansal ve hacimsel doluluk oranları da artmaktadır. Bu değişim, farklı kesit kalınlık değerlerine sahip bir sıra boşluklu blok elemanları için şekil 7 ve şekil 8'de verilmiştir. Diğer bir değişle, bir sıra boşluklu herhangi bir bloğu elde etmek için daha fazla malzeme kullanmak gerekmektedir. Bu da bloğun dolu hacmine bağlı olarak ağırlık değerinin de artması anlamına gelmektedir.

Blok elemanı alansal doluluk oranı:

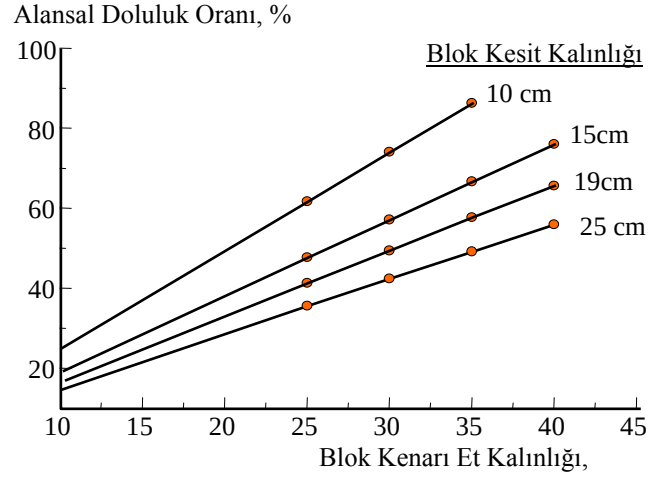
$$DA = 0.083 * e^{0.122 * d} + \frac{10.96 * S_x}{1.54 \sqrt{d}} \quad [1]$$

Blok elemanı hacimsel doluluk oranı:

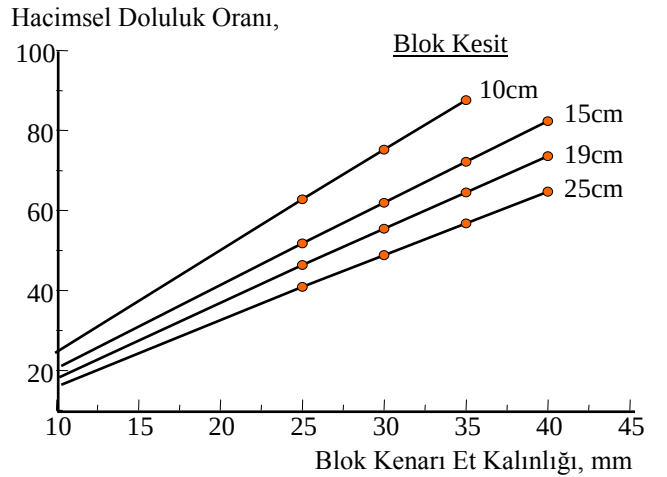
$$DH = 0.454 * e^{0.004 * d} + \frac{23.95 * S_x}{2.05 \sqrt{d}} \quad [2]$$

Burada;

DA : Blok elemanı alansal doluluk oranı, %,
DH : Blok elemanı hacimsel doluluk oranı, %,
d : Blok elemanı kesit kalınlığı, cm,
Sx : Blok elemanı kenar et kalınlığı, mm.



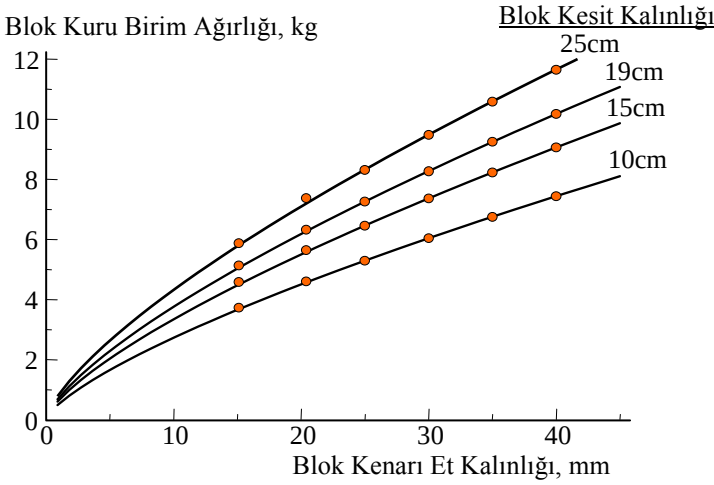
Şekil 7. Kenar et kalınlığına bağlı blok alansal doluluk oranı ilişkisi.



Şekil 8. Kenar et kalınlığına bağlı blok hacimsel doluluk oranı ilişkisi.

Blok elemanlarının ağırlık değeri, kullanılan malzeme miktarına bağlı olmakla birlikte, aynı zamanda bloğun geometrik şeklinin de bir fonksiyonu olarak değişim göstermektedir. Yapılan incelemede, bir sıra boşluklu pomza agregalı blok elemanları için ağırlık değişimi, blok geometrisi bağlamında eşitlik 3'de ifade edildiği şekliyle tanımlanmış olup, farklı blok kesit kalınlıkları ve kenar et kalınlıklarına göre blok ağırlıkları (ρ_x) grafiksel olarak şekil 9'da verilmiştir.

$$\rho_x = 0.092 * d^{1.026} * \left(\frac{S_x}{d} * DH \right)^{0.363} \quad [3]$$

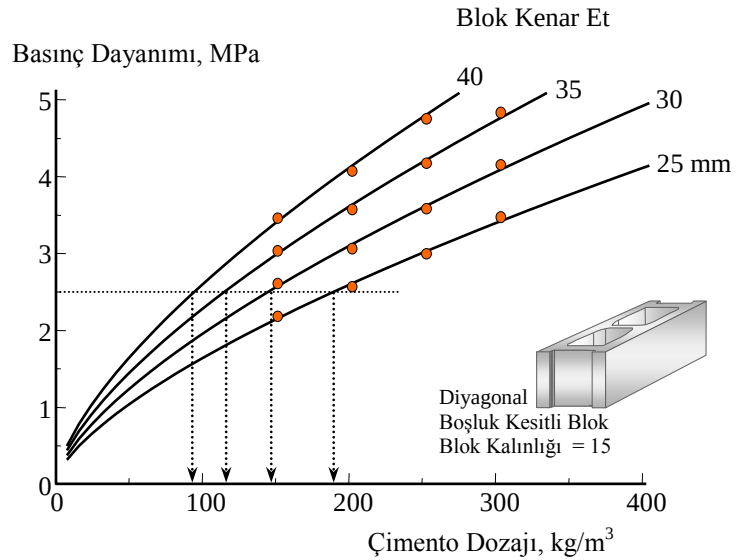


Şekil 9. Kenar et kalınlığına bağlı pomza agregalı blok birim ağırlık ilişkisi.

Blok elemanı vibrasyon + sıkıştırma uygulamalı döküm ekipmanlarında kalıba dökülerek elde edildikten sonra, bu elemanın 28 günlük bir doğal (havada) kürlendirme sonrası göstereceği dayanım değeri önem taşımaktadır. Dayanım değerinin, istenilen veya kabul edilen değerlerde elde edilebilmesi için bimsbeton karışım parametrelerini optimum olarak belirlemek ve uygulamak gerekir. Ancak, bu işlem teknik açıdan tecrübeye dayalı olmasının yanı sıra, kullanılan pomza agregasının karakteristik (fiziksel, kimyasal, mineralojik ve petrografik) özelliğine, tane şekline, karışım granülometrisine, kullanılan çimento tür ve dozajına, karışım suyu miktarına, agrega incelik/irilik oranına v.b. gibi bir çok değişkene bağlıdır. Bununla birlikte, bloğun geometrik şekli ve blok kenar et kalınlık değerinin değişimi de, bloğun dayanım değerini etkileyen diğer fiziksel faktörlerdendir. Bu nedenle, karışımı oluşturan her bir parametrenin değişimi yanında blok geometrisinin değişimi de ürünün dayanım özelliğini değiştirecektir. Bu bakımdan, istenilen blok dayanımını elde etmek için, çok sayıda birebir ölçekte blok elemanı dökümü yaparak, dayanım değerlerindeki değişim olgusu analiz edilmelidir. Ancak bu kadar çok sayıda blok elemanını deneysel amaçlı elde etmek, hem zaman ve hem de yüksek oranda malzeme gereksinimi nedeniyle dezavantajlı gözükmemektedir. Bu uygulamanın yerine, blok elemanı için hazırlanan bimsbetondan, model küp numuneler dökülerek, bu numuneler üzerinde, dayanım çalışması yapmak daha uygundur. Bu işlem, hem zaman hem de ekonomik açıdan çok büyük bir avantaj sağlamaktadır. Küp dayanım değerlerine göre idealize edilmiş karışım parametre ve oranları kullanımıyla yapı elemanı dökülerek ve pratik

uygulama açısından yaklaşımlar araştırılarak, modelleme yapılabilmektedir. Karışım yapılacak malzeme ve oranları bu şekilde belirlendikten sonra, birebir blok dökümleri ile blok geometrisinin dayanıma olan etkisi deneysel olarak analiz edilebilmektedir. Bu tarz bir çalışma ile, istenilen blok dayanımını elde edebilmek için kullanılacak pomza agregasının maksimum tane boyutu, granülometrik karışım oranı, çimento dozajı ve blok boyutlandırması net olarak tanımlanabilmektedir.

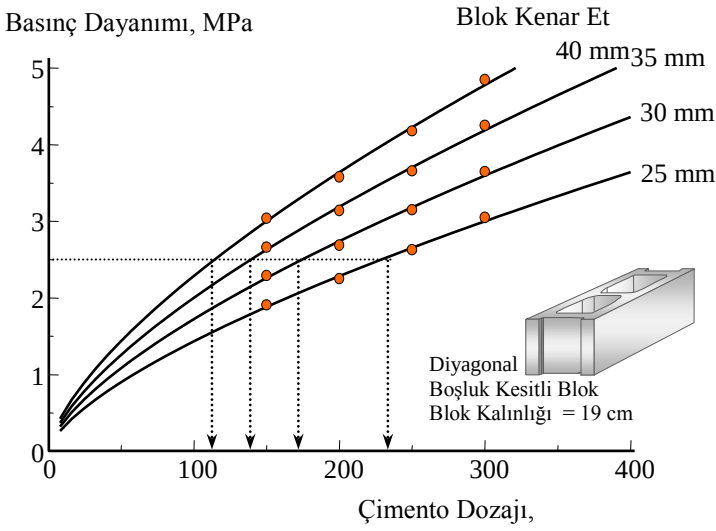
Bu çalışma kapsamında çimento dozajının ve blok kenar et kalınlıklarının, pomza agregalı blokların inşaat endüstrisinde duvar dolgu elemanı olarak kullanılabilmesi için öngörülen ortalama 2.5 MPa'lık dayanım değerini ne ölçüde sağlayabileceği, bir dizi deneysel çalışma ile incelenmiştir. Bu incelemede, 2 ayrı kesit kalınlığına ve 4 ayrı kenar et kalınlığına sahip blok geometrilerinde 150-300 kg/m³'lük arasındaki çimento dozajlarında, diyagonal boşluk kesitli-bir sıra boşluklu bir seri blok elemanı üretilmiştir. Bu blokların 28 günlük (havada) kür sonrasında dayanım analizleri yapılarak, elde edilen deneysel bulgular grafiksel olarak analiz edilmiştir. Bu analiz sonuçları (iki ayrı kesit kalınlığındaki blok grupları için) şekil 10 ve şekil 11'de grafiksel olarak gösterilmiştir.



Şekil 10. Çimento dozajı, blok geometrisi ve dayanım ilişkisi (15 cm blok kesit kalınlığı).

Şekil 10 ve şekil 11 incelendiğinde, aynı blok kesit kalınlığına sahip yapı elemanlarında blok kenar et kalınlığı azaldıkça, blokların kullanımı için arzu edilen 2.5 MPa'lık dayanımın sağlanabilmesi için gerekli çimento dozajının da arttığı gözlenmektedir.

Diğer bir deyişle, bloklarda standart dayanım değerine ulaşabilmek için, düşük blok et kalınlık değerlerinde daha fazla çimento kullanmak gerekmektedir.



Şekil 11. Çimento dozajı, blok geometrisi ve dayanım ilişkisi (19 cm blok kesit kalınlığı).

Bu bağlamda yapılan deneysel çalışmalardan elde edilen veriler analiz edilerek, kullanılan çimento dozajı ve bloğun geometrisine göre blokların dayanım değerlerinin kestiriminin yapılabileceği istatistiksel yaklaşımlar geliştirilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, elde edilen yaklaşım, blok hacimsel doluluk oranı, bimsbeton model küp dayanım değeri ve çimento dozajıyla ilişkilendirilerek geliştirilmiş olup, yaklaşımın ampirik ifadesi ise eşitlik 4'de verilmiştir.

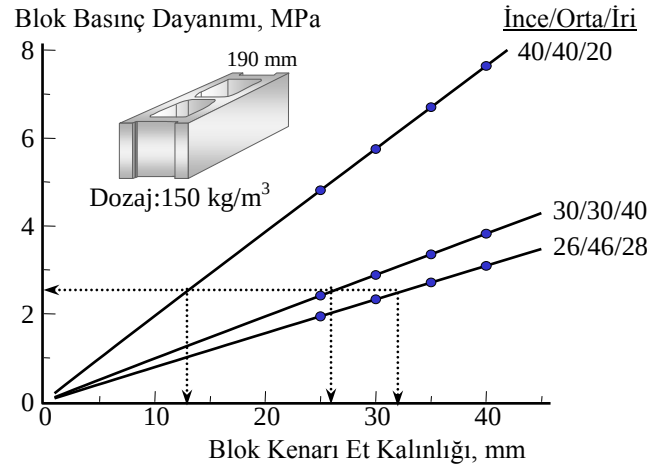
$$\sigma_p = 0.219 * DH * e^{\left(\frac{0.166 * \sigma_{c7}}{Dz^{0.423}} \right)} \quad [4]$$

Burada;

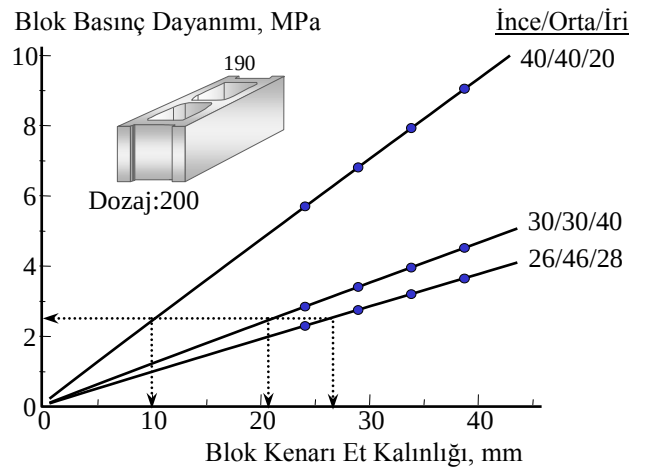
- σ_p : Blok 28 günlük dayanım değeri, MPa,
- DH : Blok elemanı hacimsel doluluk oranı, %,
- σ_{c7} : 7 günlük küp dayanım değeri, kg/cm²,
- Dz : Bimsbetondaki çimento dozajı, kg/m³.

Blok elemanlarının dayanım ve teknik özelliklerine etki eden önemli parametrelerden biri de, blok üretimi için hazırlanan hafif beton karışımında kullanılan pomza agregasının maksimum tane boyutu ve granülometrik sınıfların karışım oranlarıdır. Bilindiği gibi, ince taneli yapıya sahip malzemelerden elde edilen blok elemanlarının dayanım değerleri göreceli olarak blok ağırlığıyla beraber artmaktadır. Ancak ince malzeme oranının yüksek oranda kullanılmasına paralel olarak, ince

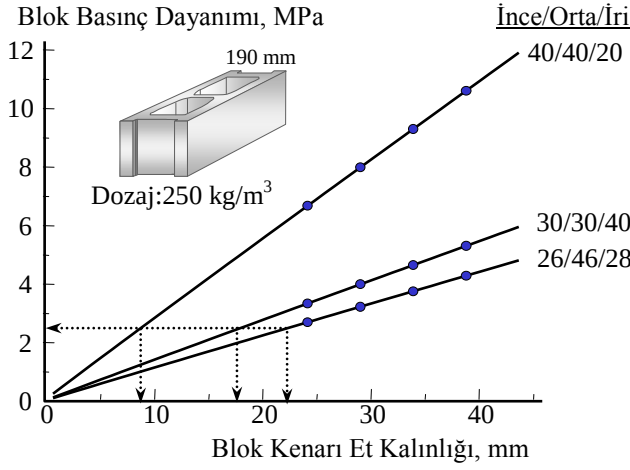
tanelerin özgül yüzeylerinin daha fazla olması nedeniyle, karışımında kullanılacak çimento miktarı da o oranda artmaktadır. Bu durum üretim ve arz maliyetleri dikkate alındığında, elde edilecek ürün açısından beklentileri karşılamamaktadır. Bunun yerine, öngörülen blok dayanımını sağlayabilecek en ideal karışım oranlarının ne olması gerektiği, kullanılacak malzemeler bazında net olarak tanımlanmalıdır. Bu husus, özellikle gözenekli yapıya sahip hafif agregalar için daha da önem kazanmaktadır. Bu amaçla, yürütülen araştırma kapsamında, blok kullanımı için minimum 2.5 MPa'lık dayanımı sağlayabilecek pomza agregalı bloklarda, pomza agrega tane boyut aralıkları ve kullanım oranları, çimento/agrega oranları detay olarak analiz edilmiştir. Özellikle tane boyut kullanım % oranı ince (-1mm) –orta (+1/-7mm) -iri (+7/-15mm) olarak sırasıyla, 26/46/28, 30/30/40 ve 40/40/20 oranları üzerine analizler yoğunlaştırılmıştır. Bu karışım oranları kullanılarak ve 150, 200 ve 250 kg/m³ çimento dozajıyla üretilen blokların dayanım değerleri, grafiksel olarak şekil 12,13 ve 14'de verilmiştir.



Şekil 12. Agregat kullanım oranının blok dayanımına etkisi (150 kg/m³ çimento dozajı).



Şekil 13. Agregat kullanım oranının blok dayanımına etkisi (200 kg/m³ çimento dozajı).



Şekil 14. Agrega kullanım oranının blok dayanımına etkisi (250 kg/m³ çimento dozajı).

Şekil 12,13 ve 14 irdelendiğinde, hem ince malzeme kullanım oranı ve hem de blok kenar et kalınlığı arttıkça blok dayanım değerinin de arttığı görülmektedir. Burada lineer bir ilişki gözlemlenebilmektedir. Bununla birlikte, blok kullanımı için öngörülen minimum dayanım değerini elde edebilmek için ise, yüksek miktarlarda ince malzeme kullanılan karışımlarla, düşük kenar et kalınlık değerine sahip bloklar elde edilebilmektedir. Bununla birlikte, istenilen dayanımın sağlanması amacıyla blok kenar et kalınlığı artırarak, daha iri malzeme kullanmak da mümkündür. Bu durumda bloğun birim hacim ağırlığı azalmakta ve dolayısıyla yeterli dayanımı sağlayan daha hafif yapı elemanları elde edilebilmektedir. Ancak, burada önemle üzerinde durulması gereken husus, hangi boyut aralığında ve ne oranda agrega kullanılması gerektiği, bu çalışmada verilen örneklerde olduğu gibi deneysel olarak tanımlanmalıdır. Bu bakımdan, blok üreticisi kurum ve kuruluşların, teknik açıdan kullandıkları hammaddelere göre bu tarz değerleri ayrıntılı olarak tanımlamalarında yarar görülmektedir. Aksi halde, üretilen veya tasarım aşamasındaki duvar elemanları yeterli üretim-maliyet optimizasyonunu sağlayamayabileceği gibi, öngörülen teknik özelliklere de sahip olmayabilir. Burada, uygulayıcılara pratik bir yaklaşım olarak, blok eldesinde kullanılacak agrega oranları, çimento/agrega oranı ve blok geometrisine bağlı blok dayanımının kestiriminin yapılabildiği ampirik bir ifade tanımlanmış olup, yaklaşımın ifadesi eşitlik 5'de verilmiştir.

$$\sigma_p = 10.85 * DH * \theta_{ag} * e^{\left(\frac{0.011 * \sigma_{c7}}{\theta_{ca}^{0.38}} \right)} \quad [5]$$

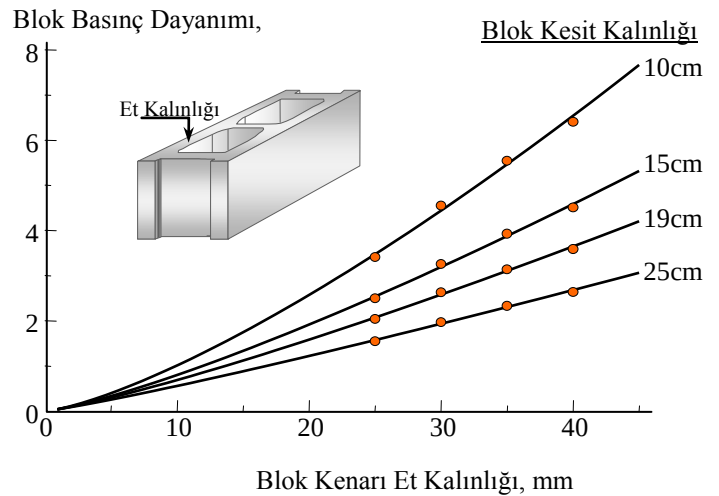
Burada;

σ_p : Blok 28 günlük dayanım değeri, MPa,

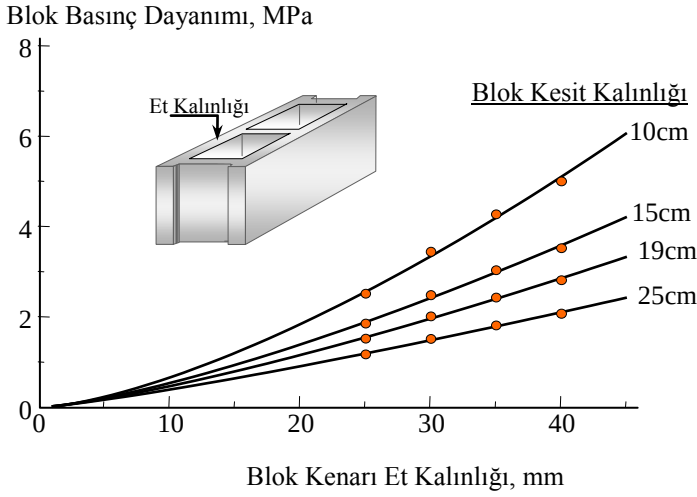
θ_{ag} : Bimsbetondaki (ince/orta/iri) agrega oranı,

θ_{ca} : Bimsbetondaki çimento/agrega oranı.

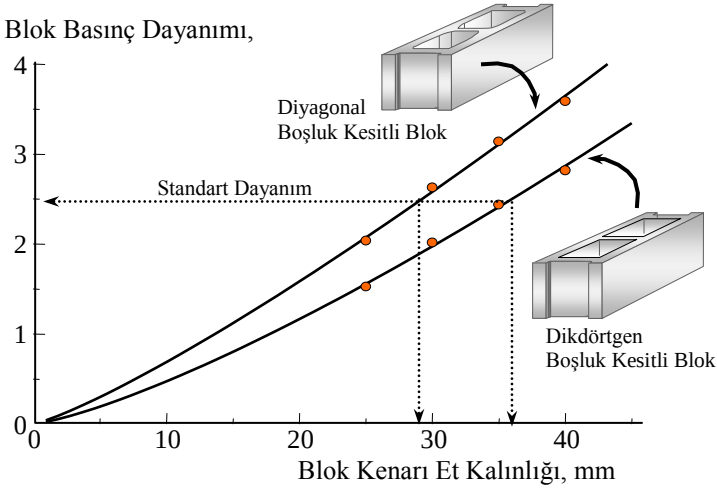
Yukarıdaki paragraflarda, blok eldesinde kullanılan malzeme miktarı, oranları, boyut aralıkları ve bağlayıcı olarak kullanılan çimentonun, blok dayanımına olan etkileri özetle tartışılmıştır. Ancak, bir de sabit çimento oranı, sabit agrega oranı ve sabit tane iriliği kullanıldığında, elde edilen blokların geometrisine bağlı olarak dayanım değerlerinin ne ölçüde değişim göstereceği hususu, ayrı bir araştırma konusunu gündeme getirmektedir. Özellikle, bu husus, çoğu blok üreticisi kuruluşlarca teknik açıdan genellikle dile getirilen bir konudur. Bu araştırma çalışmasında bu hususa bir açıklık getirmek amacıyla, 2 farklı geometrik boşluk (diyagonal prizmatik ve dikdörtgen prizmatik) şekline sahip ve bir sıra boşluklu 4 ayrı kesit kalınlığına sahip (10cm, 15cm, 19cm ve 25cm) bloklar üzerinde bir dizi deneysel analizler yapılmıştır. Bu analizlerde, her iki form blok için, 20 - 40 mm kenar et kalınlıklarına sahip blok elemanları dökülmüş ve bu blokların dayanım değerleri 28 günlük (havada) kür sonrasında belirlenmiştir. Bu analiz çalışmasında, aynı kesit kalınlığına sahip bloğun dayanımının, hangi boşluk geometrisinde daha iyi bir sonuç verebileceği tanımlanmaya çalışılmıştır. Ayrıca, blok kenar kalınlık değerindeki değişimin bu dayanıma etkisini saptama da amaçlanmıştır. Yapılan teknik analizlerden elde edilen bulgular, Şekil 15,16 ve 17'de özetle grafiksel olarak verilmiştir.



Şekil 15. Blok geometrisinin dayanıma etkisi (Diyagonal prizmatik boşluklu blok).



Şekil 16. Blok geometrisinin dayanıma etkisi (Dikdörtgen prizmatik boşluklu blok).



Şekil 17. Blok geometrilerinin, blok dayanımlar açısından karşılaştırılması.

Şekil 15,16 ve 17 irdelendiğinde görüldüğü gibi, düşük kesit kalınlıklarındaki bloklar, her iki tür boşluk geometrisinde de daha yüksek dayanımlı blokları oluşturmaktadır. Ancak, blok kesit kalınlığı büyüdükçe, diğer bir değişle, daha geniş ebatlı yapı elemanlarında, azalan hacimsel doluluk oranı nedeniyle, dayanımlar da düşmektedir. Burada blok boşluk geometrisi dikkate alındığında (özellikle şekil 15'de görüldüğü gibi), aynı kenar et kalınlığına sahip, diagonal boşluklu blokların dayanımlarının, dikdörtgen boşluklu blokların dayanım değerlerinden daha yüksek değerler sağladığı görülebilmektedir. Bu durum, blok dayanımını arttırmak için blok döküm kalıpları hazırlanırken, boşluk geometrilerinin oval bir formda tasarımılandırılması gerekliliğini açıkça göstermektedir. Bu çalışma kapsamında,

uygulayıcılara pratik olarak kullanılabilen ve blok geometrisine bağımlı yapı elemanlarının dayanım değerlerinin kestiriminin yapılabildiği ampirik bir yaklaşım geliştirilmiş olup, bu yaklaşımın ifadesi eşitlik 6'da verilmiştir.

$$\sigma_p = 14.3 \rho \sqrt{\left(\frac{S_x}{d} * DH \right)^{2.78} * e^{0.0046 * d}} \quad [6]$$

Burada;

σ_p : Blok 28 günlük dayanım değeri, MPa,
 DH : Blok elemanı hacimsel doluluk oranı, %,
 d : Blok elemanı kesit kalınlığı, cm,
 S_x : Blok kenar et kalınlığı, mm,
 ρ_x : Blok elemanı birim ağırlığı, kg.

4 SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, pomza agregalı hafif yapı elemanları (BDB türü bloklar) üzerinde yapılan deneysel inceleme bulguları özetle tartışılmıştır. Blok elemanı üreticisi olan kurum ve kuruluşlar için, pomza kullanımına yönelik pratik olarak kullanılabilirleri ve blok dayanım değerlerinin kestirimini amaçlayan deneysel yaklaşımlar geliştirilmiştir. Ayrıca, bu çalışmada kullanılan ana materyal, pomza madenidir. Bu kayaç haricinde, doğada hafif yapı elemanı eldesinde endüstriyel olarak kullanılan farklı doğal malzemeler de bulunmaktadır (Örneğin diatomit, volkanik curuflar, tüfler, vermikülit, perlit v.s. gibi). Bu malzemelerin blok eldesinde kullanımlarına ilişkin olarak da, bu makalede belirtilen hususlarda deneysel analizlerle kullanım spesifikasyonları tanımlanmalıdır.

KAYNAKLAR

- Bomhard H., 1980, "Lightweight concrete structures, potentialities, limits and realities", The Concrete Society, The Construction Press, Lancaster, London, New York, UK.
- Cengizkan K., Ersoy U., 1999, Betonarmede Bims Kullanımı, İnşaat Mühendisler Odası, İzmir Şubesi Yayın No:31, İzmir.
- Failla A., Mancuso P. and Miraglia N., 1997, "Experimental – Theoretical Study on Pumice Aggregate Lightweight Concrete", Technical Report, Italy.
- TS 2823, 1986, Bims betondan Mamul Yapı Elemanları, UDK 622.353.691.327, Ankara.
- Anonim, 2001-a, ISBAŞ A.Ş. Malzeme ve Ürün Kataloğu, Isparta.
- Anonim, 2001-b, Ponsis A.Ş. Malzeme ve Ürün Kataloğu, İzmir.
- Anonim, 2002, Phoenix Concrete Products Co. Malzeme ve Ürün Kataloğu, Dubai.

Ülkemizde liman inşaatlarında kullanılan taşocaklarında anroşmanlarla ilgili olarak yerinde ve laboratuvarında yapılan çalışmalar ve karşılaşılan sorunlar

The studies made at the field and at the laboratory and encountered problems regarding with quarries utilized for rubble mound supply for harbour constructions

H.Şişman & İ.Öztürk

DLH İnşaatı Genel Müdürlüğü Araştırma Dairesi Başkanlığı

ÖZET: Deniz yapılarında özellikle liman ve balıkçı barınağı inşaatlarında anroşman olarak kullanılan taşların temin edildiği taş ocaklarında ve buradan alınan taş örnekleri üzerinde yerinde ve laboratuvarında taşın rezerv, blok verme ve fiziksel özelliğinin belirlenmesine dolayısıyla kullanılabilirliğine yönelik çok sayıda çalışma yapılmaktadır.

Yerinde yapılan jeolojik çalışmalar ocak yerinin bulunmasından başlayıp taş ocağını oluşturan kayacın yapısının süreksizlik durumunun, ayrışma durumunun, sağlamlığının, üstündeki örtü kalınlığı v.b. özelliklerinin saptanarak ocaktan çıkartılabilecek taş kategorisi ve rezervinin belirlenmesi ile sonuçlanmaktadır.

Ocağın gözle net olarak izlenmediği, üstünde örtü olduğu veya çok fazla malzeme alınması gereken durumlarda jeofizik çalışmalar (sismik kırılma ve resistivite) yapılarak kayacın rezervi, örtü tabakasının durumu, ocaktaki süreksizlik ve kayacın ayrışma durumu belirlenmektedir. Yine laboratuvarında ultrasonik çalışmalarla elde edilen hız değerleri ile yerinde yapılan sismik kırılma çalışmaları sonucu elde edilen hız değerleri arasındaki orantılardan yararlanarak kayacın blok verme durumu ile ilgili ön görüş elde edilir.

Laboratuvarında taş ocağından temin edilen örnekler üzerinde birim hacim ağırlığı, aşınma oranı, serbest basınç dayanımı, özgül ağırlık v.b. deneyler yapılarak kayacın liman teknik şartnamesine göre kullanılıp kullanılmayacağına karar verilebilmektedir.

Bu bildiri kapsamında Türkiye'deki çok sayıda ocakla ilgili, yerinde ve laboratuvarında yapılan çalışmalardan örnekler verilecek, karşılaşılan sorunlar tartışılarak sonuç ve öneriler irdelenecektir.

ABSTRACT: Many studies are being performed on the quarries and on the samples taken from quarries regarding the reserve capacity, block production, determination of the physical properties and consequently the usability of the stones for construction of marine structures, especially harbor and fishery ports.

Geological studies made at the field start with finding the quarry place and results in the determination of stone category and reserve of the quarry by investigating the discontinuity, seggregation, durability and cover thickness etc.

When the quarry cannot be observed due to the cover on the rocks or when too much material is needed, rock reserve, condition of cover material, discontinuity in the quarry, seggregation of rock are determined by geophysical studies such as seismic refraction and resistivity. An anticipation about the block production of rocks is gained by using the ratio of the velocities that are obtained from ultrasonic works at the laboratory to those obtained from seismic refraction works.

By making laboratory experiments such as weight of unit volume, abrasion rate, pressure strength, specific gravity etc. on the samples taken from quarry, the rocks are determined whether they can be used or not according to Port Technical Specifications.

In the scope of this communique, several studies related with the field and laboratory works of some quarries in Turkey is presented.

1 GİRİŞ

Liman inşaatlarında özellikle ana ve tali mendirek yapımında ve sahil tahkimatlarında taş ocaklarından elde edilen anroşmanlar yaygın olarak kullanılmaktadır.

Liman yerinin belirlenmesinden sonra anroşmanın temin edileceği ocağın liman yerine yakınlığı fiziksel özellik, rezerv ve kategorik blok verimi yönünden yeterli olması, ve ocağın işletilebilirlik özelliği inşaatın ekonomik ve kısa zamanda yapılmasının önemli etkenlerinden en başta gelenidir.

Bu nedenle yapım çalışmasına geçmeden önce taş ocağının her yönüyle çok iyi etüt edilmesi gerekmektedir.

Taş ocağı etütlerinde ilk aşamada uygun ölçekli jeolojik haritalardan inşaat sahasına en yakın taş ocağı olabilecek formasyonların yerleri belirlenir.

İkinci aşamada bu yerlerde gerekli gözlem ve incelemeler yapılarak ocak olarak işletilebilecek yerler belirlenir. Bu yerlerde gerektiğinde daha detaylı jeolojik incelemeler, mühendislik jeofiziği (sismik kırılma, elektrik özdirenç çalışmaları) yapılarak taşın rezervi ayrışma durumu blok verebilirlik potansiyeli ve yaklaşık olarak fiziksel özellikleri yerinde saptanır.

Üçüncü aşamada ocak sahasından işletilecek ocağı en iyi temsil edecek yeterli miktarda örnek alınarak laboratuvarda taşın gerekli mühendislik özellikleri belirlenir. Mevcut şartnamelere göre bu taşın anroşman olarak kullanılıp kullanılmayacağına karar verilir.

2 ANROŞMAN OLARAK KULLANILAN KAYAÇ CİNSLERİ

Ülkemizde anroşman olarak kullanılan kayalar genellikle volkanik kaya çeşitleri ve kireçtaşlarıdır. Akdeniz bölgesinde genellikle kireçtaşları, Doğu Karadeniz bölgesinde genellikle volkanik kökenli kayalar Batı Karadeniz bölgesinde ise zorunlu olarak kumtaşları kullanılmaktadır. Volkanik kökenli kayaların ayrışma durumları genellikle yaşları ile doğru orantılı olarak artmaktadır. Kireçtaşlarının yaşları arttıkça daha sağlam yapısal özellikler göstermektedirler. Özellikle Batı Karadeniz bölgesinde kullanılan kumtaşları aşınma ve dayanım yönünden içindeki bağlayıcısına bağlı olarak sorun yaratmaktadır.

Liman inşaatlarında kullanılan kayaç örnekleri ve bunların laboratuvar sonuçları Çizelge 1' de verilmiştir.

3 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Liman inşaatında kullanılacak anroşmanı temin etmek amacıyla saptanan ocak yerinden, ocağı en iyi temsil edecek numuneler alınarak laboratuvara getirilir. Bu numuneler üzerinde birim hacim ağırlığı, aşınma kaybı (Los Angeles-500 devir), donatı karşı dayanıksızlık (Na_2SO_4), basınç dayanımı, porozite, absorpsiyon oranı vb. deneyler yapılarak taş malzemesinin şartname limitlerine uygunluğu saptanır Şişman ve diğ. (1990), Şiş (2000). Anroşman ve beton agregaları için yapılan deneyler ve şartname limitleri Çizelge 2' de gösterilmiştir.

Bu deneylerin yanısıra laboratuvara getirilen kayaç örneklerinin boyuna ve enine sismik dalga hızları puls tekniği kullanılarak ölçülür.

Yerinde ve laboratuvarında elde edilen sismik hız oranlarından Çizelge 3' de verilen kayacın kırıklık indeksi belirlenmektedir.

Taşocaklarında taş malzemesinin kırıklık durumunun önemli bir göstergesi Çizelge 3' de verilmiş olan V_{pf} / V_{pl} oranıdır. V_{pf} , yerinde ölçülen boyuna sismik dalga hızı ve V_{pl} , laboratuvarında ölçülen boyuna sismik dalga hızı olup özellikle V_{pf} / V_{pl} oranı 1' e yaklaştıkça kayaç masifleşecek dolayısıyla kayaçtan çıkartılabilecek blok boyları büyüyecektir.

Çizelge 3 Kayaçlarda Kırıklık Sınıflaması

Kalite sınıflaması	RQD (%)	V_{pf}/V_{pl}	Kırık indeksi (metrede)
Çok Zayıf	0 – 25	0 – 0.2	> 18
Zayıf	25 – 50	0.2 – 0.4	15 – 18
Orta	50 – 75	0.4 – 0.6	8 – 5
İyi	75 – 90	0.6 – 0.8	5 – 1
Çok İyi	90 – 100	0.8 – 1.0	< 1

4 TAŞ OCAKLARINDA YERİNDE YAPILAN ETÜTLER

4.1. Türkeli Balıkçı Barınağı Kurvana Taşocağı

Batı Karadeniz bölgesinde yeralan Sinop Türkeli Balıkçı Barınağına deniz taş dolgu malzemesi (anroşman) temin etmek amacıyla 1995 tarihinde etüt edilen bu taş ocağı Eosen yaşlı flişlerin içinde yeralan kumtaşı birimlerinde açılmıştır. Bu bölgede yaygın olarak yer alan Eosen yaşlı flişlerin içinde yer alan kumtaşı ve kireçtaşı katmanları yörede zorunlu olarak kullanılabilen malzemelerdir.

Çizelge 1 : Çalışma yapılmış bazı ocaklarda karşılaşılan kaya birimlerine ait fiziksel özellikler.

Proje Adı	Ocağın Yeri	Cinsi	Fiziksel Özellikleri								
			Birim Hacim Ağır. t/m^3	Don Kaybı Na_2SO_4 %	Aşınma Kaybı %	DYK Özgöl Ağır. gr/cm^3	Kuru Özgöl Ağır. gr/cm^3	Zahiri Özgöl Ağır. gr/cm^3	Abs. Oranı %	Basınç Dayan. kgf/cm^2	
										Kuru Halde	Doyg. Halde
Alanya Yat Limanı İnşaatı	Demirtaş Beldesi, Boğazdeğirmeni mah.Tırılar Mev. ve Şihlar köyü T.O.	Kireçtaşı	2,697	0,29	26,1	2,688	2,678	2,706	0,4	799	693
Adrasan Çavuşköy ve Karaöz Balıkçı Bar.İ.	Kocapınar Mevkii Taş Ocağı	Kireçtaşı	2,702	0,24	20,8	2,697	2,694	2,704	0,2	1404	1374
Giresun Limanı Hasarlı Mendirek Onarımı İnş.	Giresun, Dereli Alancık Köyü Taş Ocağı	Volkanik	2,668	0,36	26,6	2,666	2,652	2,691	0,6	1052	908
Gölcük Nato Tesisleri Deprem Hasar Onarımı ve Yenilen.	Körfez- Yukarı Hereke Köy Deresi Mevkii Taş Ocağı	Kireçtaşı	2,770	0,31	17,1	2,809	2,794	2,835	0,6	837	729
Liman İnşaatlarında	Boğsak Tolorman Mevkii Öztay İnş.T.O.	Kireçtaşı	2,760	-	27,7	2,689	2,676	2,712	0,5	833,4	719,3
MERSİN Ağalar Limanı Cephane İskelesi İnşaatı	Yeşil Ovacık Işıklar Köyü Mevkii T.O.	Kireçtaşı	2,832	0,5	22,9	2,831	2,820	2,852	0,4	-	-
İnebolu Limanı Tevsii II. Kısım İnş.	Perşambar Mevkii TCK Taş Ocağı	Kireçtaşı	-	0,24	24,4	2,693	2,687	2,704	0,3	809	942
Bağırçanlı Balıkçı Barınağı İnşaatı	Germene Deresi Mevkii Taş Ocağı	Kireçtaşı	2,5	0,4	21,4	2,561	2,491	2,679	2,8	1776	1374
Karamürsel Ereğli Balıkçı Barınağı O.İ.	Dereköy Mevkii T.O.	Kireçtaşı	2,754	2,2	24,6	2,683	2,643	2,754	1,6	620	514
Karamürsel Ereğli Balıkçı Barınağı O.İ.	İhsaniye Yazlık Mevkii (Hasareyn) Taşocağı	Volkanik	2,141	53,3	39,7	2,237	2,099	2,435	6,6	-	-
Poyrazköy Balıkçı Barınağı	Ali Bahadır Köyü Abbasbey Çiftliği Taş Ocağı	Volkanik	2,617	4,37	15,4	2,641	2,592	2,727	1,9	1203	774
Karasu Liman İnşaatı	Ferizli Keltepe Mevkii T.O.	Kireçtaşı	2,720	0,3	22,9	2,724	2,718	2,733	0,2	685	940
Karasu Liman İnşaatı	Karasu İlçesi Paralı Köyü T.	Kireçtaşı	2,833	0,3	24,01	2,797	2,785	2,818	0,4	1256	1172
Karasu Liman İnşaatı	Taşkısığı (Kalaycıoğlu Kard. Mıcır ve Mermer O.)	Kireçtaşı	2,801	0,3	20,0	2,804	2,791	2,826	0,5	1283	1277

Çizelge 1 (Devam)

Proje Adı	Ocağın Yeri	Cinsi	Fiziksel Özellikleri								
			Birim Hacim Ağır. t/m^3	Don Kaybı Na_2SO_4 %	Aşınma Kaybı %	DYK Özgöl Ağır. gr/cm^3	Kuru Özgöl Ağır. gr/cm^3	Zahiri Özgöl Ağır. gr/cm^3	Abs. Oranı %	Basınç Dayan. kgf/cm^2	
										Kuru Halde	Doyg. Halde
Liman İnşaatlarında	Salıpazarı Alan köyü T.O.	Volkanik	2,599	38,7	2708	2,512	2,400	2,700	4,7	1040	636
Liman İnşaatlarında	Terme Kocaman Beldesi Dereiçi Mah. T.O.	Bazalt	2,540	1,3	18,3	2,569	2,522	2,645	1,8	1356	1186
Türkeli Gemiyanı I Balıkçı Barınağı İnş.	Çayköyü (Kurvana) Taş Ocağı	Kumtaşı	2,592	3,79	64,6	2,590	2,592	2,671	1,9	650	366
Türkeli Gemiyanı II Balıkçı Barınağı İnş.	Çayköyü (Kurvana) Taş Ocağı	Kumtaşı	2,249	20,0	97,6	-	-	-	-	272	174
Liman İnşaatlarında anroşman olarak	Ordu Perşembe Kargıcık Mevkii Taş Ocağı	Volkanik	2,011	1,7	19,9	2,200	1,991	2,517	10,6	517	265
Terme Yalı Mah. Balıkçı Barınağı İnş.	Samsun-Terme-Sakarlı-Kışladere Taş Ocağı	Volkanik	2,295	15,5	38,7	2,276	2,108	2,533	8,0	545	322
Ünye Limanı Hasarlı Bölge Onarım İnşaatı	Ünye-Akkuş yolu Yenikent Beldesi Karaarmut T.O.	Volkanik	2,762	0,40	15,0	2,686	2,667	2,718	0,7	1050	873
Liman İnşaatında	İskenderun Yarıkkaya Mev. T.O.	Kireçtaşı	-	-	20,6	2,70	-	-	0,4	86,8	77,6
Ayancık Balıkçı Barınağı İnşaatı	Sinop Ayancık Çangal Mevkii Taş Ocağı	Kireçtaşı	2,748	0,25	22,1	2,705	2,699	2,715	0,2	903	730
Ayancık Balıkçı Barınağı İnşaatı	Sinop Ayancık Aşağı Kepez Taş Ocağı	Kireçtaşı	2,767	0,35	26,8	2,718	2,683	2,779	1,3	1026	864
Türkeli Balıkçı Bar.	Sinop Bozkurt-Sınarcık T.O.	Volkanik	2,436	9,33	33,1	2,403	2,305	2,554	4,3	1218	976
Tekirdağ Yat Limanı İnşaatı	Tekirdağ Bıyıklı Köyü Sivri Tepe Mevkii Taş Ocağı	Bazalt	2,918	0,3	10,3	2,922	2,908	2,949	0,5	1738	1279
Tekirdağ Yat Limanı İnşaatı	Bıyıklı Köyü Kocakoru Mevkii Taş Ocağı	Bazalt	2,926	0,41	11,1	2,943	2,929	2,972	0,5	1999	1056
Vakfikebir Balıkçı Barınağı İnşaatı	Giresun, Görele, Çavuşlu Orta mahalle T.O.	Volkanik	2,755	9,1	21,4	2,641	2,564	2,779	3,1	901	550
Giresun Limanı Geliştirilmesi İnşaatı	Giresun, Bulancak, Şeyhmusa köyü T.O.	Volkanik	2,393	4,8	24,1	2,393	2,260	2,606	5,9	641	385
Ereğli Demir Çelik Fab. TAŞ. 1000 m Kıyı Koruması Yapıl.	Zonguldak-Ereğli- Mevreke Mevkii T.O.	Volkanik Bazalt	2,719	0,4	22,4	2,708	2,702	2,720	0,3	813	757

Çizelge 2 : Bloктаş numuneleri ile ilgili standart deney ve şartnameler.

Sıra No	DENEYİN ADI	DENEY METODU		MEVCUT ŞARTNAMELER VE LİMİTLERİ			
		Türk Standardı	ASRM Standardı	TS-706 ve 9 No.lu Beton Kaplama Şartnamesi	DSİ Baraj Taş Dolgu Şartnamesi	USA Army Civil Coastal Research Center Material For. Coastal Construction	Liman ve Deniz İnşaat İşlerine Ait Genel Teknik Şartnamesi
1	Görünüş			Sağlam, çatlaksız içinde kil ve toprak vs. bulunmayacaktır.	Sağlam, çatlaksız içinde kil ve toprak vs. bulunmayacaktır.	Sağlam, çatlaksız içinde kil ve toprak vs. bulunmayacaktır.	Sağlam, çatlaksız içinde kil ve toprak vs. bulunmayacaktır.
+ 2	Birim Hacim Ağırlığı gr/cm ³	699	C – 97	-	-	-	2.2
3	Özgül Ağırlık gr/cm ³	699	-	-	-	-	-
4	Doluluk Oranı (Kompasite) %	699	-	-	-	-	-
5	Gözeneklilik Oranı (Porozite) %	699	-	-	-	-	-
+ 6	Su Emme Oranı %	699	C – 97	-	-	Max – 2	-
+ 7	Basınç Dayanımı Kgf/cm ²	699	C - 170	Min : 1000	Min : 800	-	-
+ 8	Aşınma Oranı (Los Angeles) %	3694	C – 131	Min : 40	-	Max – 45	-
+ 9	Dona Karşı Dayanıksızlık (Na ₂ SO ₄) %	365	C – 88	Max : 12	Max : 5	Max – 5	-
10	DYK Özgül Ağırlığı gr/cm ³	3526	C - 127	-	Min : 2.55	-	-
11	Kuru Özgül Ağırlık gr/cm ³	3526	C - 127	-	-	-	-
12	Zahiri Özgül Ağırlık gr/cm ³	3526	C - 127	-	-	-	-
13	Absorbsiyon Oranı	3526	C - 127	-	-	-	-

Ocak ilk etüt edildiğinde yüzeyden elde edilen taşın birim hacim ağırlığı $2,594 \text{ gr/cm}^3$ aşınma nispeti ise % 64,6 basınç dayanımı 533 kg/cm^2 olarak belirlenmiştir. Ocak aynası ilerledikçe kıltaşı, silttaşı birimleri içinde yer alan yeşil renkli kumtaşı birimlerinin fiziksel özelliklerinde azalmalar olduğu görülmüş ocaktan 1999 tarihinde alınan numuneler üzerinde yapılan deneylerde birim hacim ağırlığı $2,249 \text{ gr/cm}^2$, aşınma kaybı % 97,6, basınç dayanımı 272 kg/cm^2 olarak belirlenmiştir.

Barınak inşaatında kullanılan anroşmanların özellikle su üstünde kalan kısımlarında kullanılan taşlarda ufalanma, aşınma ve boyut küçülmeleri oluşmuştur.

Acır (2002) tarafından yapılan ince kesit çalışmasında, kumtaşı birimleri kuvars, feldspat, biotit, epidot, hornblend ağırlıklı kum tanelerinin kil çimentosu bağlanması sonucu oluştuğu tespit edilmiştir.

4.2 Sakarya Ferezli Taşocağı

Karasu liman inşaatı ana ve tali mendireğine anroşman temin etmek amacıyla etüd edilen bu taşocağı sahasında Eosen yaşlı flişlerin arasında Devon yaşlı kireçtaşları bulunmaktadır. Ocak malzemesi; siyahımsı, koyu gri renkte, rekristalize dokuda, çok çatlaklı ve kırıklı yer yer gelişmiş karstik boşluklara sahip, boşlukları ve çatlakları genelde kil dolgulu, çok sert breşik kireçtaşlarından oluşmuştur.

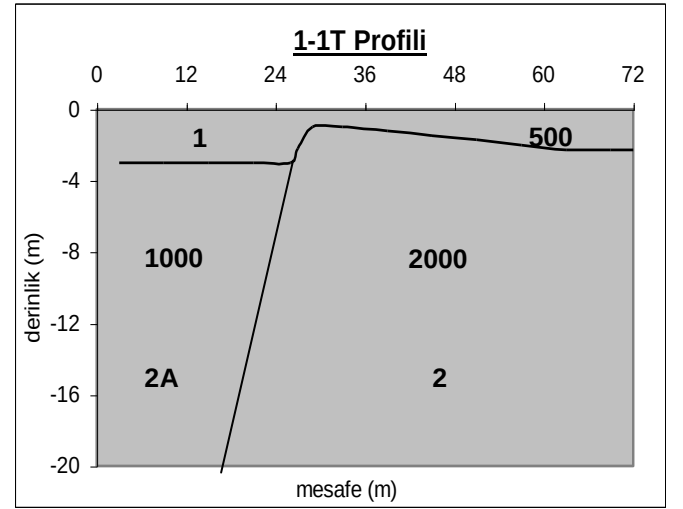
Taşocağı sahasında 14 profilde sismik kırılma çalışmaları ve elektrik öz direnç çalışmaları yapılmıştır. Koca ve diğ. tarafından arazide yapılan bu çalışmalara ilaveten araziden alınan numuneler üzerinde Çizelge 2’ de verilen laboratuvar deneyleri ve sismik dalga hızları puls tekniği kullanılarak ölçülmüştür. Deney sonuçları Çizelge 3’ de verilmiştir.

Ocak sahasında yapılan sismik ve rezistivite çalışmalarının değerlendirilmesi sonucunda; arazi-deki sismik hızların 400-4800 m/sn arasında değiştiği görülmüştür. Düşük sismik hızlara sahip seviyeler genellikle aşırı karstlaşmaya uğramış kireçtaşı seviyeleri, ayrılmış fliş ve kil dolgulu karstik boşluklardır. Karstlaşma derecesi arttıkça sismik hız düşmektedir. Kayaç masifleştikçe sismik hız artmaktadır.

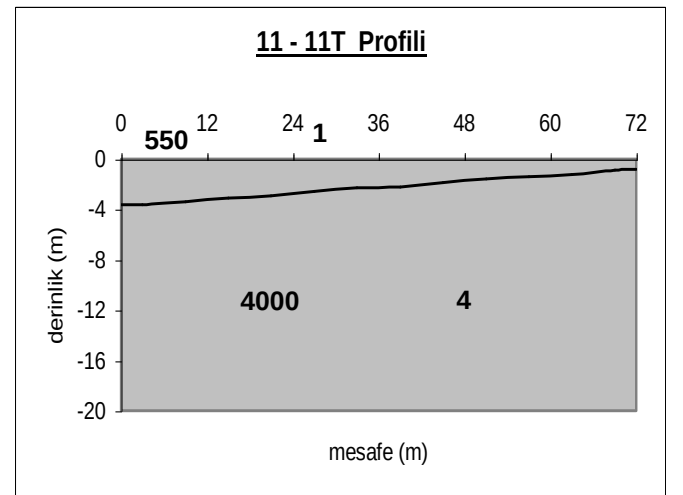
Kireçtaşı içindeki boşlukların kille dolu olduğu durumlarda elektrik öz direnç değerleri azalmaktadır.

Taş ocağı ile ilgili hazırlanan kesitlerden iki adet kesit aşağıda verilmiştir. Bunlardan Şekil 1 de taş ocağının karstik ve kil dolgulu kısmına ait jeofizik kesiti verilmiştir. Bu kesitte yüzeyde 500 m/sn’ lik sismik hızı sahip havalanma zonu yer almaktadır. Kesitte 2A ile gösterilen ve 1000 m/sn boyuna sismik dalga hızına sahip olan kısım, kıltaşı ağırlıklı ayrılmış fliş birimidir. Kesitte 2 ile gösterilen ve 2000 m/sn sismik hızı sahip kısım ise boşluklu çatlaklı kireçtaşıdır. Boşluklar kil dolguludur.

Taşocağında sağlam yapıdaki kireçtaşları Şekil 2’ de gösterilmiştir. Kesitin en üstünde 550 m/sn sismik hızı sahip havalanma zonu altında ise 4000 m/sn sismik hızı sahip oldukça sağlam yapıda kireçtaşı seviyeleri yer almaktadır. Bu birimlerden alınan örnekler üzerinde laboratuvar da ölçülen sismik hız 5000 m/sn dir. Arazi hızı/ laboratuvar hızı oranı 0,8 olup kaya kalite oranı çok iyidir. Bu kısım da büyük blok verimi yüksek olacaktır.

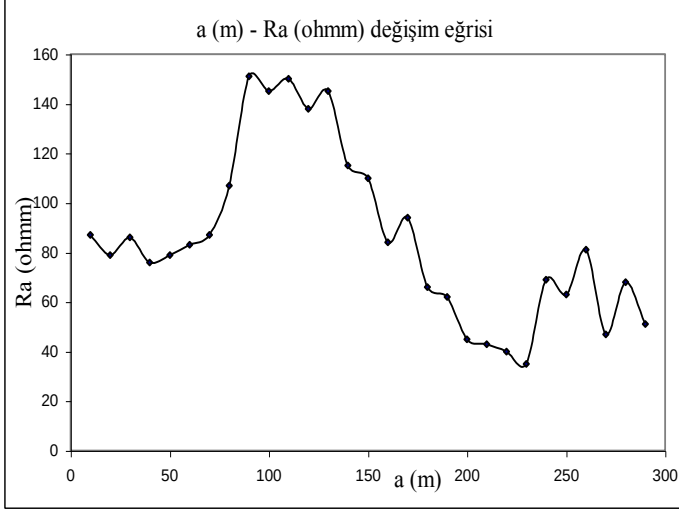


Şekil 1. Karstik kireçtaşı ve fliş kantağını gösteren jeofizik kesit.



Şekil 2. Sağlam yapıdaki kireçtaşlarına ait jeofizik kesit.

Taş ocağı yerinde özellikle kil dolgulu seviyeler Şekil 3 de gösterilen Wenner profili ile belirlenmiştir. Bu profilde 100 ohmmetrenin üstünde yer alan kısımlar genel olarak karstik etkinin ve kil dolgunun az olduğu alanları 50 ohmmetrenin altında yer alan kısımlar ise fliş veya yoğun kil dolgulu yerleri göstermektedir.



Şekil 3. Elektrot aralığı (a=10 m) ve Ra (ohmm) (Wenner profili) öz direnç değişim eğrisi.

5 ANROŞMANLARLA İLGİLİ KALİTE SINIFLAMALARI

Taş dolgu ile yapılan deniz yapılarında kullanılan anroşmanlarla ilgili çok sayıda sınıflama yapılmıştır Lienhart ve Stransky, (1981), Lienhart, (1994). Bunlar yine Cur ve Cıria (1991) verilmiştir.

Sismik arazi çalışmaları ve kırıklıkla ilgili çalışmalar sondaj çalışmalarından elde edilen RQD değerleri ve ayrışma sınıflamaları, bu sınıflamalarda kriterler olarak alınmıştır. Farklı kayaç cinslerine göre sınıflamalar yapılmıştır.

Bu sınıflamalardan yararlanılarak Günbak (1999) tarafından hazırlanan deniz yapıları için ideal taş özellikleri aşağıda Çizelge 4' de verilmiştir.

Bu tabloda verilen yoğunluk, tek eksenli basınç dayanımı, su emme oranı deneyleri hemen hemen tüm sınıflamalarda kullanılan temel deneylerdir. RQD, ayrışma derecesi, çatlak aralığı gibi değerler ise arazide elde edilen özelliklerdir. Çizelge 4' de verilen bu limitler, özellikle koruma taşları için çok ideal değerlerdir

6 SONUÇ

Limanlarda inşaat çalışmasından önce çok detaylı jeolojik ve jeofizik etütler mutlaka yapılarak ocağın rezervi ve blok verme durumu mutlaka belirlenmelidir. Yüzeysel yapılan etütlerde ocağın örtülü olduğu durumlar da formasyonlar değişken bir durum arzeder ve bu durum gözden uzak tutulmamalıdır.

Liman ve deniz işleri teknik şartnamesinde belirtilen birim hacim ağırlığının 2,2 gr/cm³' den büyük olacağı ifadesi çoğu zaman yetersiz kalmaktadır. Kayacın sağlamlığını belirleyecek basınç dayanımı, aşınma vb. kriterlerde şartnameye konulmalıdır.

Yurtdışında çalışmalar sonucunda hazırlanan kriterler tüm kayaçları yansıtacak şekilde ele alındığında oldukça yüksektir. Bu kriterlerin ülkemizde aynen kullanılması durumunda özellikle Karadeniz ve Akdeniz bölgesinde taş bulmada ciddi problemlerle karşılaşmaktadır.

Özellikle sismik hız, basınç dayanımı, yoğunluk birbiriyle doğru orantılı olarak artmaktadır. Aşınma oranı bunlarla ters orantılı olarak azalmaktadır. Don dayanımı bu deneylerden bağımsızdır. Genellikle sedimanter kökenli kayaçların don dayanımı düşük olmaktadır. Doğu Karadeniz bölgesindeki kayaçlar yüksek basınç dayanımı ve yoğunluk vermesine karşılık don dayanımı değerleri düşüktür. Ancak bu bölgede don olayı ciddi boyutta olmadığından önemli bir risk yaratmamaktadır.

Özellikle kumtaşı ile tüflerde aşınma kriterleri mutlaka göz önünde bulundurulmalıdır.

Kireçtaşları düşük yoğunlukta da kullanıldığında ciddi problem yaratmamaktadır.

Dış koruma ve filtre taşının birim hacim ağırlığı ve diğer kriterleri daha yüksek olmalıdır. Çekirdekte kullanılan kriterler ise daha düşük olabilir.

Liman geri saha dolgusunda kullanılacak kriterler ise dolgu malzemeleri ile ilgili kriterler olmalıdır.

Çizelge 4 : Deniz yapıları için ideal taş özellikleri

Özellik	Koruma Taşı	Filtre Taşı	Çekirdek Dolgu
Ayrışma Derecesi	I – II	I – II	I – II
Çatlak Aralığı	1 m +	0.5 m +	0.2 m +
RQD (%)	80 – 100	75 – 100	55 – 100
Porozite	0 – 5	0 – 10	0 – 10
Su Emme (%)	< 2.0	< 2.5	< 3.0
Tek Eksenli Basınç (Mpa)	> 100	> 100	> 50
Yoğunluk (kg/m ³)	> 2600	> 2600	> 2000

KAYNAKLAR

- Acır, Ö. 2002. Helaldi kaya dolgu dalgakıranı için potansiyel anroşmanların kalite değerlendirmesi. Yüksek lisans tezi. ODTÜ.
- Cur & Cıria. 1991. Manual on the of rock in coastal and shoreline engineering. Construction Industry Research and Information Association, CIRIA Special Puplication 83/CUR Report : 154, 607.
- Günbak, A.R. 1999. STFA Firmasının deniz yapısı inşaatından örnekler. Kıyı mühendisliğinde yeni gelişmeler semineri.
- Koca, F., Şişman, H. & Fişek M. 2000. Sakarya Ferizli Değirmencik Köyü Keltepe Mevkii taşocağı jeofizik araştırma raporu. DLH Araştırma Dairesi Başkanlığı.
- Lienhart, D.A., 1994, Durability issues in the production of rock for erosion control, Rock Mechanics, Models, and Measurements, Challenges from Indusry, Proc. 1 st. North American Rock Mechanics Symposium, Balkema, Rotterdam, 1083-1090.
- Lienhart, D.A. & Stransky, T.E., 1981, Evaluation of the potential sources of rip-rap and armourstone-methods and considerations. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, Vol.18,323-332.
- Şiş, H. 2000. Deniz yapılarında kullanılacak anroşmanların jeolojik ve jeoteknik özellikleri. 3. *Ulusal Kıyı Mühendisliği Sempozyumu* : 279-294.
- Şişman, H. 1990. Liman inşaatlarında taşocakları ile ilgili yerinde ve laboratuvarda yapılan jeoteknik-jeofizik çalışmalar.
- Şişman, H., Altıntaş, M. & Öztürk, İ. 1990. Kaya mekaniğinde sismik dalga hızları ile bazı kayaç parametreleri arasındaki ilişkiler. 2. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu* : 221-238.

3D representation of rock mass structure using object-oriented approach and applicability to real cases

A.Öcal

The University of Tokyo, Dept. of Geosystem Eng.,Tokyo

A.Özgenoğlu

Middle East Technical University Dept. of Mining Eng.,Ankara

J.Yamatomi

The University of Tokyo, Dept. of Geosystem Eng.,Tokyo

ABSTRACT: This paper describes a computer program developed using an object-oriented approach for 3D representation of jointed rock mass structure with its geometrical and geological properties. The geometrical elements in the model are represented by their vector properties. Physical properties of the material formations and the shear strength parameters of discontinuities can also be included in the representation. The volume to be modeled may contain multiple geo-structural regions with multiple material formations. Each geo-structural region may contain one or more discontinuity sets and/or individual discontinuities. In the program, boundaries are assumed to be planar, spacing for discontinuity sets are uniform and discontinuities are continuous in the region where they have been defined. The program can handle concave blocks without converting them into convex ones. It has also a 3D viewing utility that enables to generate perspective views from any distance and direction. A sample application is also given in the paper.

1 INTRODUCTION

There are various purposes in modeling of jointed rock mass such as stability analysis, determination of block size and shape distribution, determination of discontinuity network for ground water flow etc. Engineering analysis of jointed rock mass includes determination of both geometrical and geological properties of the rock mass such as orientation of the discontinuities and their shear strength parameters. There is no doubt that the accuracy of an analysis and design directly depends on the accuracy of the data. On the other hand, representation of the available data in the most realistic way has also a crucial importance. By using computer techniques, the modeling and analysis of the complex structures have been gradually improving and becoming more accurate. The representation process is generally referred as modeling, geometrical identification, generation or regeneration of blocky rock mass etc. in different researches. Some of them will be explained shortly.

Warburton (1983) has developed a computer program, BLOCKS, for reconstructing the 3D blocky rock mass structure. Region of interest is formed by assemblage of convex polyhedra. After reconstruction, vector stability analysis can be applied to the individual blocks. In the program, planes are assumed to be continuous and

consequently all the blocks are convex. The viewing utility for the program is external.

Lin et al. (1987) have given some algorithms for geometrical identification of 3D rock block systems using topological techniques which includes terminated joint geometry.

3DEC, a computer program for 3D formulation of the distinct element method, is capable of reconstruction of 3D rock mass geometry (Cundall 1988, Hart et al. 1988). It can handle terminated joints by using a statistical method including the persistence of the joints.

A computer language, Block Generation Language (BGL), has been developed by Heliot (1988) to reconstruct the 3D block structure around excavations in rock mass. It is possible to define regions and utilize the deviations in the orientation and the spacing of the discontinuity sets by using the BGL. However, discontinuities assumed to be continuous in the zones where they have been defined and generated block system consists of only convex blocks.

Ikegawa (1992) has developed a computer program for 3D geometrical analysis of rock structures. Each discontinuity element is defined as regular n-sided polygons. "Directed body concept" which enables to define a block with its geometrical constituents in terms of their vector properties, is used in the program. Terminated joint geometry and

concave blocks can be handled in the program. In this study, geometrical removability criteria for different contact geometry have also been explained.

Although no computer application has been mentioned, Jing & Stephansson (1994) and Jing (2000) have introduced 2D and 3D topological identification of blocky rock mass respectively.

A computer program, 3D Sliding Failure Analysis Program (SFA-3D) has been developed for 3D computer modeling and sliding failure analysis of jointed rock slopes (Öcal 2000, Öcal et al. 2002). It has an object-oriented structure and a different approach to define the problem volume, which will be explained in this paper. Although terminated joint geometry is not supported, it can handle the concave blocks formed by defining surfaces for creating regions. It utilizes the “directed body concept”. Program carries out a kind of progressive failure analysis by determining and removing the unstable blocks consecutively, after reconstructing the blocky rock mass structure for a slope.

Lu (2002) has explained a geometrical identification system, which is implemented also as a computer program. The identification process seems to be very similar to that given by Ikegawa (1992).

Among the above mentioned studies on the modeling of rock mass structure, SFA-3D (Öcal 2000, Öcal et al. 2002) is a unique approach in terms of both its data structure and the way of defining the problem volume. In this paper, 3D geometrical reconstruction part of SFA-3D will be explained with recent improvements. Moreover, some difficulties faced with while modeling large and complicated volumes will be explained.

2 GENERAL FEATURES OF SFA-3D

In using SFA-3D, the area under investigation can be reconstructed with its structural geology, material constituents and individual blocks. From the geometrical point of view, surfaces, regions, blocks and their geometrical elements, from the geological point of view structural geology, material formations and their physico-mechanical properties such as the unit weight and shear strength parameters of discontinuities are integrated in this representation method. The main elements of the system are individual rock blocks. The blocks are defined using a method similar to Ikegawa’s (1992) “directed body concept”. In this concept all the elements constituting a rock block are defined with their vector properties. In the developed model physico-mechanical properties of rock materials and joints, and the relations between geological and geometrical elements are represented in the object-oriented structure.

The developed system has also viewing utility. Regenerated rock mass structure and each element in the structure can be viewed from any distance and direction. For this purpose a synthetic camera algorithm has been developed.

SFA-3D has been developed for 3D modeling and sliding failure analysis of jointed rock slopes. But the geometric reconstruction part of the program can also be used in any application where modeling of jointed rock mass is needed.

An expert system shell, Kappa-PC 2.1, which supports object-oriented programming, has been used to develop SFA-3D. Object-oriented approach simplifies a complex problem by using similarities and differences in both description of solid or abstract concepts, and their processes. It has mainly eight principles for managing complexity, as explained by Coad & Yourdon (1991a, b). These are, abstraction, encapsulation, inheritance, association, communication with messages, pervading methods of organization, scale, and categories of behavior. Explanation for these principles will not be given here but can be found in the given references or any similar texts related with object-oriented analysis, design and programming.

2.1 Assumptions and definitions

In this study, it has been given importance to use a terminology that is used in similar studies. Also, some similar assumptions have been made. However, the way to define surfaces and regions are new features for geometrical identification.

All of the surfaces in the structure are assumed to be either flat planar features or composed of several planar features. Therefore, curved surfaces should be defined by dividing them into planar patches. Consequently, all elements in the system are oriented features i.e. all blocks are bounded by straight edges and flat faces. Therefore, whole rock mass geometry can be modeled by using the data of planes forming the structure. There is no limitation for convexity.

As in all similar systems, a boundary for the volume under investigation should be used. In this system an imaginary cube, called vision cube, having three edges on the co-ordinate directions (east, north and up) is used. The user determines the edge length and the position of the cube in the assumed 3D space.

The rock mass under investigation may contain one or more regions having different structural geology. Each of such regions will be called as geo-structural region in this study. Each geo-structural region may contain one or more material formations. This means that one or more material formations have been subjected to the same tectonic forces or other factors and same discontinuity patterns have

been developed in them. The opposite case may also be possible, i.e. two or more portions of a huge material formation might have been subjected to different effects and different geo-structural regions might have been developed in that material formation. In any case, there will be one or more material formations in a geo-structural region, and in this study they will be called as material regions and assumed to be as sub-regions in the geo-structural regions. If a material formation extends to more than one geo-structural region, each part of it should be defined separately in relevant geo-structural region. On the contrary, if a geo-structural region have been divided into two or more physically separated parts by erosion or excavation, it is possible to define all parts as one unique region. In such cases, the material regions defined may also be composed of two or more parts, which are physically separated. SFA-3D can detect and handle such regions and their relevant blocks with the user manipulation.

The surfaces defining the boundaries of the geo-structural and material regions will be called as unconformity in this study, although it might not be a correct terminology for all cases. As a natural consequence of the physically separated regions, their boundary surfaces may also be physically separated. In such situations user manipulation is needed to define the correct form of the surface.

The topographic surface or topography, is one of the main surfaces in the approach. It separates the vision cube into two regions as air and the rock mass under investigation, which is called as region of interest in this study.

Discontinuities can be handled in two groups, namely discontinuity sets and individual discontinuities. They are assumed to be planar features and continuous in the geo-structural region where they have been defined. Spacing for each discontinuity set is assumed to be constant. Each discontinuity set and individual discontinuity has its own friction angle and cohesion.

Although discontinuities are assumed to be continuous, some concave faces and consequently blocks can be formed near the boundaries of the regions, and the program can handle concave faces and blocks without decomposing them into convex components.

2.2 Explanations for some of the terms used in this text

Object: Building stone in the object-oriented approach. It encapsulates the data and behavior of solid or abstract concepts.

Class: An object that holds similar properties of a group of objects. It serves as a template for the descendant objects.

Subclass: A sub group of objects, which is distinguished with some properties from the main group.

Instance: An object, which represents an individual item or occurrence.

Slot (Attribute): Variables of an object, which keep properties (all numeric, symbolic and logical data) of the object.

Method (Service): Procedures and functions that are represented as object attributes. Each action that an object can carry out is represented by a method.

In this text, object names in the developed program and related items, like method names etc. are written in quotation mark and they are used as they appear in the program, such as "Region_of_Interest".

3 OBJECT-ORIENTED STRUCTURE OF THE DEVELOPED MODEL

In object-oriented approach, two main relations, namely generalization-specialization and whole-part relations between objects are utilized. Figure 1 illustrates the object-oriented structure of the model as it is seen in the object browser of the Kappa-PC 2.1. Since it shows the initial state of the structure, most of the instances are not seen. This hierarchy shows generalization-specialization relations between objects. As the level gets lower objects become more specific, down to instance level. Properties of the higher level objects are inherited by their lower level descendants. Whole-part relations on the other hand, can not be seen on the figure but maintained by associating the instances by lists. For example, whole-part relation between a block object and its faces is simply achieved by maintaining the list of the faces in the block object.

There are two main classes for the representation of rock mass namely "GeometricalElements" and "GeologicalElements". "GeometricalElements" class consists of "Vertices", "Edges", "Faces" and "Blocks" subclasses. "GeologicalElements" class consists of "GLines", "GPlanes", "GSurfaces" and "GBlocks" subclasses. The last main class "VisionElements" holds the objects of co-ordinate axes and synthetic camera objects as vectors. In addition to these, there are some temporary vector objects under "Vectors" class, which are used in various calculations. Some of the objects and their relations will be explained in this section. Although each object has its own services defined as methods, many functions have also been written to handle some decomposed processes and to execute the program developed.

In the program developed, SFA-3D, objects are created dynamically and their number is only limited to the hardware capacity available.

3.1 Geometrical elements

As far as the data structure is concerned “GeometricalElements” class covers directed body representation given by Ikegawa (1992). In this study, the concept has been further improved by object-oriented approach with some additional attributes of the geometric elements, cross linking the objects in vertical hierarchy and links between

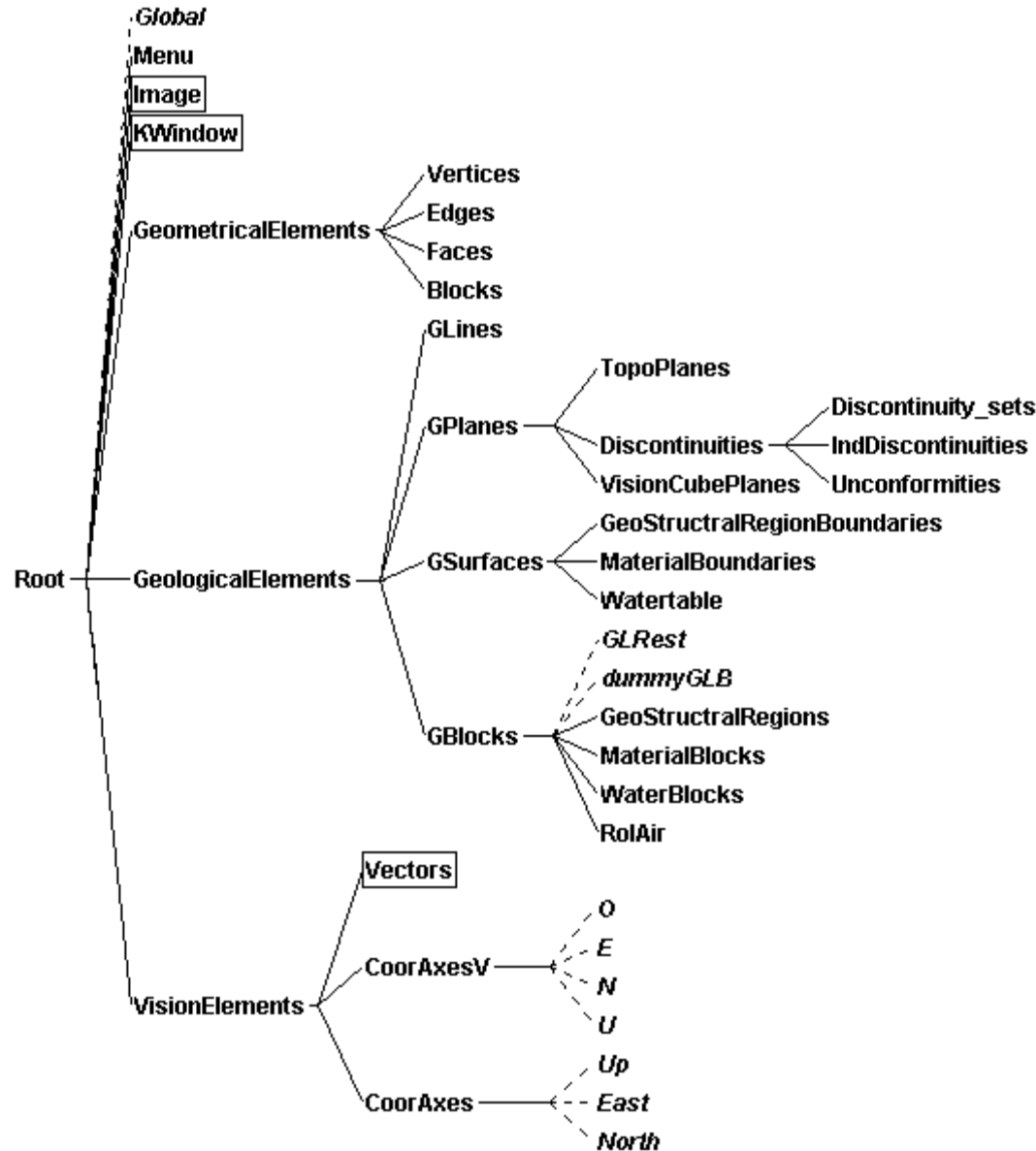


Figure1. Object-oriented structure of the developed model.

geometrical objects and geological objects.

“Vertices” are the most primary and important objects in the model. A vertex holds x, y, z co-ordinates, i.e. position vector of the point it represents. Screen co-ordinates are also and only contained by this object, and it contains a method “RealToScr”, which converts real co-ordinates to screen co-ordinates. It draws itself to the screen as a plus sign (+) via another method “Drw”. It also keeps the lists containing the planes, lines, and the edges that it is on or belongs to.

An edge object in the “Edges” class holds its vertices, length, co-ordinates of center point and the list of faces that it belongs to. It has methods for determination of its length and the center point. Its “Drw” method connects its vertices by a line on the screen. External and internal edge vectors are not used in SFA-3D because external normal face vectors are enough for calculation of right-handed

angle between faces, and edge vectors themselves are enough for determination of whether a face is closed or not.

“Faces” hold their edges and vertices in the order that they obey right-handed co-ordinate system, concerning the normal vector of the face. Area, co-ordinates of the centroid, blocks that it forms the boundaries and a list of faces that are created on it, shear strength parameters and shear and normal forces are kept in a “Faces” object. It draws itself by drawing its edges. It calculates the centroid and the

area of itself. It determines whether a given point is inside of it or not. It finds the shortest distance between itself and a given point.

A block object in the “Blocks” class holds its faces, volume, weight, co-ordinates of center of gravity, and the material region that it belongs to. It draws itself by drawing its faces by the “Drw” method. It has also other methods, such as methods for calculation of center of gravity and volume, for determination of whether a given point is inside or outside of it.

3.2 Geological elements

“GeologicalElements” class is mainly used in transition of geological data to geometrical data and in geometrical identification i.e. determination of “GeometricalElements”. For example, orientation, spacing, friction angle and cohesion for a discontinuity set are acquired as geological data and stored in an instance under “Discontinuity_sets” class. This data are utilized in determination of the geometry of individual blocks i.e. of “GeometricalElements” and in assigning the frictional properties of faces.

An object in “GLines” class is determined by intersection of planes and it holds planes that form it, edges and vertices that contained on it. It draws itself by drawing the edges that it contains.

An object in the “GPlanes” class stores dip amount, dip direction, position vector of an arbitrary point on it, and a parameter which defines whether it is overhanging or non overhanging. It also holds the lines and faces on it, normal vector of it and a constant to define its equation. It draws itself by drawing the faces that it contains. It has methods to find normal vector and plane equation from dip and dip direction and a point on it. Other methods contained in this class are used to determine the shortest distance between itself and a given point, and if a given point is inside or not. This class has three subclasses namely “TopoPlanes”, “Discontinuities”, and “VisionCubePlanes”.

“TopoPlanes” forms the topographic surface and is used to define the region of interest. At the beginning of a stability analysis, by using the members of this class, it is very easy to determine the exposed blocks.

“Discontinuities” class has shear strength parameters in addition to the parameters inherited from “GPlanes” class. It has three subclasses. They are “Discontinuity_sets”, “IndDiscontinuities” and “Unconformities”. “Discontinuity_sets” contains attributes needed to define its elements such as spacing while the individual discontinuities defined under “IndDiscontinuities” class has no such parameters. “Unconformities” form the boundary surfaces of geo-structural and material regions.

“VisionCubePlanes” class holds the imaginary boundary planes that cover the sides and bottom of the region of interest. While it serves to determine the blocks in this boundary, it can also be used to define boundary conditions for the modeled rock mass structure.

In the model, different regions, i.e. material and structural regions, of the rock mass structure are separated by surfaces. “GSurfaces” class holds these surfaces. Although it is not seen in Figure 1, the first surface instance is “Topography”. It is automatically created after all members of topographic planes are entered. “GSurfaces” objects hold list of planes that form it, faces that it contains, a line list, which is used in creating the “GeometricalElements”, and the region, which it overlies. “MaterialBoundaries” “Watertable” and “GeoStructuralRegionBoundaries” are the subclasses of “GSurfaces”. “GeoStructuralRegionBoundaries” holds boundary surfaces of geo-structural regions. “MaterialBoundaries” holds boundary surfaces of material regions. “Watertable”, although it has not been implemented yet, is designed to hold water table surface(s) in the problem area. The members of the “GSurfaces” class draw themselves by drawing the faces, which form the surface, via the method “Drw”.

The last subclass of “GeologicalElements” is “GBlocks”, which is designed to represent the geo-structural and material regions. The attributes defined at this level are lists for individual blocks, surfaces, planes and lines in the region, faces of the region, and the larger region that the region is contained in. Methods of this class are utilized in drawing the region by drawing the blocks that it contains, in finding center of gravity, in finding volume of the region and in determining if a given point is in the region or not. “GLRest” and “dummyGLB” are the objects for temporary use in determination of “GeometricalElements”.

Although it is not shown in Figure 1, as the figure gives the initial object structure of the system, the “VisionCube” instance is created just after assigning the necessary data for defining the imaginary boundary for the volume to be modeled. Similarly, the instances, “Region_of_Interest” and “AirBlock” under the “RoIAir” class are not seen in the initial object structure of the system because they contain only specific information about a problem. They are created just after the necessary information is entered for a problem. When a problem is saved to a disc, each of these objects, i.e. “VisionCube”, “Region_of_Interest”, and “AirBlock”, are saved as a whole in addition to “Topography” and some other initial parameters of the problem area.

“Region_of_Interest” is the rock block bounded by topography and the imaginary boundary formed by “VisionCube”. “AirBlock” is the remaining part

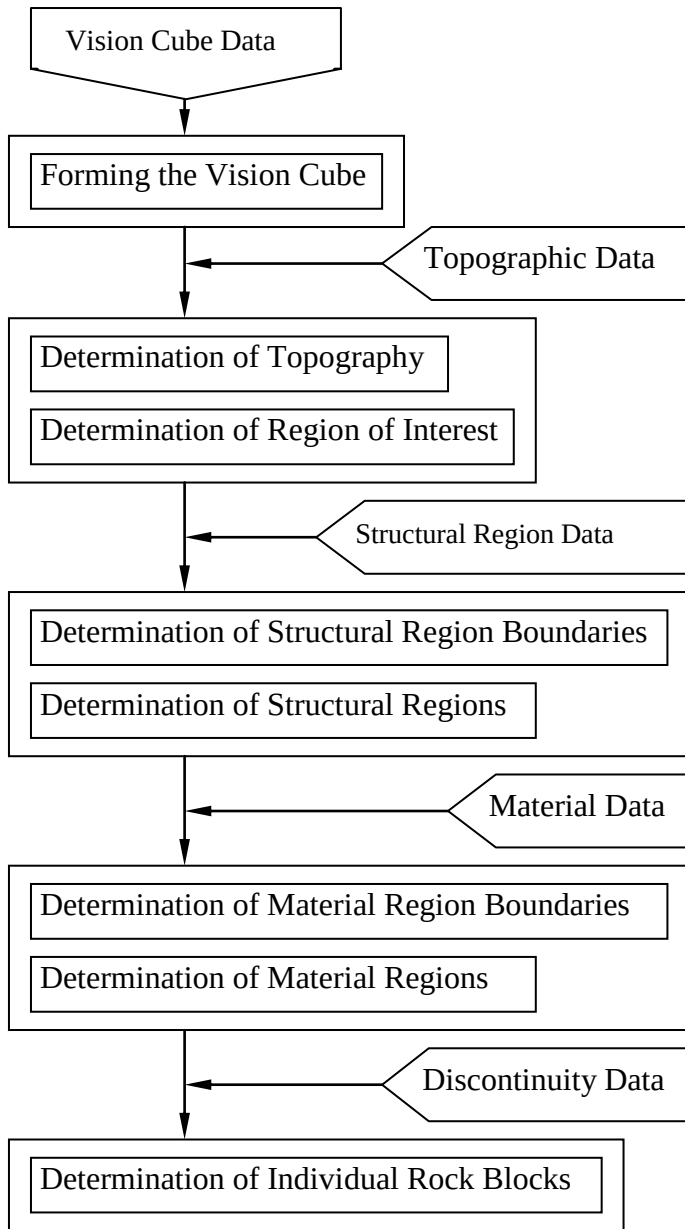


Figure 2. Flowchart for the reconstruction algorithm.

that occupies the “VisionCube”. The “RoIAir” class does not have any additional attributes above “GBlocks”, but programming technique and logical point of view make it necessary to define it as a separate class because the regions are formed by insertion of a boundary surface into a larger region that they are physically contained in. Even though “Region_of_Interest” and “AirBlock” are physically in “VisionCube”, “VisionCube” is not a class but an instance. Furthermore, the boundaries of “VisionCube” are imaginary and it may be needed to define boundary conditions of the problem, while some parts of the boundary of “Region_of_Interest” i.e. “Topography” is a real surface and used for different purposes.

There are four subclasses under “GBlocks” class namely “GeoStructuralRegions”, “MaterialBlocks”, “WaterBlocks”, and “RoIAir”. As in the case of “Watertable” class, “WaterBlocks” class is also

defined in the design part of the model and is not active.

“GeoStructuralRegions” class holds geo-structural regions and has additional attributes such as lists of material regions, discontinuity sets and individual discontinuities defined in the region.

“MaterialBlocks” has unit weight attribute in addition to the inherited attributes from the upper class, “GBlocks”, and it is designed to transfer the material properties to the individual rock blocks.

4 RECONSTRUCTION OF BLOCKY ROCK MASS STRUCTURE

There are three main processes in the algorithm of the geometrical reconstruction in SFA-3D. These are, surface generation, dividing a region block by inserting a surface, and inserting a group of planes into a block to determine the individual blocks. Although these processes are basically “geometrical identification” there are some different aspects in each of them.

The basic geometrical identification algorithm contains:

- Grouping of the planes as triplets without repetition.
- Intersecting these planes to identify vertices.
- Ordering the vertices on each intersection line and connecting the adjacent vertices to form edges.
- Forming the faces on each plane, determining the edges making minimum right handed angle sequentially.
- Determining the faces which makes minimum right handed angle sequentially, to form closed surface i.e. blocks.

The surface generation algorithm in SFA-3D is different from the basic geometrical identification algorithm. In this algorithm a region block and the plane(s) defining the surface are used. However, this time a surface cutting through the region block is searched instead of individual blocks. In this process the points entered as a part of plane data are also utilized. When the faces forming the surface is determined topological relations between surface and the region are not completed yet. Because the region block has been used just as a boundary for the surface.

After determination of the surface, it is inserted into the region block. In this part, newly created faces “on the region block” are determined and the necessary relationship between the surface and the region block is completed. Then, the blocks formed by the inserted surface in the region block are determined.

There are some differences in inserting the group of planes into a geo-structural region block to

determine individual blocks in SFA-3D. The program first determines the initial member of a discontinuity set and by using the spacing provided it generates the other valid elements of discontinuity sets through the region. After this step, discontinuity sets and individual discontinuities are inserted into relevant geo-structural regions. They cut through material boundaries but not geo-structural region boundaries.

Figure 2 shows the flow chart of the geometrical reconstruction algorithm of SFA-3D. First of all, the "VisionCube" is formed by using the co-ordinates of west-south-down most corner and side length of the cube. Then the planes forming the topography are used to generate "Topography" in the "VisionCube". This surface divides the "VisionCube" into two as "AirBlock" and "Region_of_Interest". In the same manner geo-structural region boundaries are defined in the "Region_of_Interest", and "GeoStructuralRegions" are formed. Then material region boundaries are determined in the geo-structural regions forming the "MaterialBlocks". Finally, discontinuity sets and individual discontinuities are inserted into relevant geo-structural regions. At the end of this step all individual blocks composing the rock mass structure are determined.

5 SAMPLE APPLICATION AND REQUIRED MODIFICATIONS ON SFA-3D

SFA-3D has been applied to a limestone quarry. The side length of vision cube was selected as 1400 m. First step was the regeneration of topography. 50 planes on the topography were determined. Since determination of dip amount / dip direction and coordinates of a point on each plane would be a tedious work, a new algorithm has been written to form the planes from coordinates of 3 points. By this way 50 planes are defined by using 43 points.

As it was mentioned before, to find the probable vertices in the geometrical identification part of the program all the planes are grouped in three without repetition. As the number of planes gets larger the amount of unnecessary vertices increase tremendously. This causes waste of computer time and memory. The surface plane data composed of 43 points defining 50 planes are used to regenerate the topography. However, surface identification could not be realized because of the memory problems. As a solution, length of vision cube has been decreased to 1000 m and topographic data was digitized as a mesh. In this case although the number of data points and surface planes have increased from 43 and 50 to 121 and 200 respectively, the number of false combinations has been avoided. Hence, the

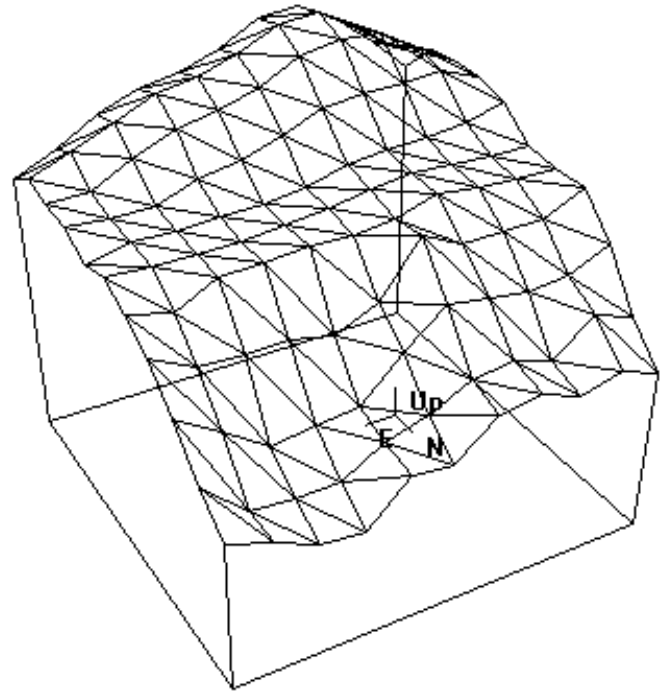


Figure 3. Regenerated topography and region of interest.

topography could be regenerated and region of interest has been formed as shown in Figure 3.

Data entry has been simplified by this approach. Depending on the complexity of the surface, it can be further simplified by using free triangulation. Free triangulation can be achieved by dividing a surface in irregular triangular patches. The necessary modifications have been made in the program to handle free triangulation.

Another modification in data entry is using data files. SFA-3D had been designed to get data via user queries. However, it is obvious that applications on large and/or complicated problem volumes necessitate using data files.

This application has shown that SFA-3D can be easily applied to simple problem volumes (other examples are given in Öcal 2000). However, some modifications are necessary in complicated and large blocky systems. Some of the solutions have already been adopted. These are:

- Defining the surface planes by using 3 points.
- Defining the surface planes by using regular grid points.
- Defining the surface planes by using free triangulation.
- Enabling to use data files for each data entry mode.

6 CONCLUSIONS

This study showed that reconstruction of blocky rock mass structure with its geometrical and geological properties for engineering applications can be easily achieved by object-oriented approach.

Moreover, the data for defining rock mass structures exhibit strong generalization-specialization and whole-part relations that can be best represented by object-oriented approach.

The results of object-oriented analysis and design are reusable and sharable in nature. This study may be a step towards a widely accepted object-oriented database format for rock mass representation.

ACKNOWLEDGEMENT

The first author gratefully acknowledges the postdoctoral fellowship (ID No: P01232) and the financial support provided by Japan Society for the Promotion of Science (JSPS).

REFERENCES

- Coad, P. & Yourdon, E. 1991a. *Object Oriented Analysis*, 2nd ed. Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Coad, P. & Yourdon E. 1991b. *Object Oriented Design*, Englewood Cliffs: Prentice Hall.
- Cundall, P.A. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model – part I. a scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 25 (3): 107-116.
- Hart, R., Cundall, P.A. & Lemos, J. 1988. Formulation of a three-dimensional distinct element model-part II. mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 25 (3): 117-125.
- Heliot, D. 1988. Generating a blocky rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 25 (3): 127-138.
- Ikegawa, Y. 1992. *Tree-Dimensional Geometrical Analysis of Rock Mass Structure*, Ph. D. Thesis. Imperial College of Science Technology and Medicine, London.
- Jing, L. & Stephansson, O. 1994. Topological identification of block assemblages for jointed rock masses, Technical note. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 31 (2): 163-172.
- Jing, L. 2000. Block system construction for three-dimensional discrete element models of fractured rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 37 (4): 645-659.
- Lin, D., Fairhurst, C. & Starfield, A.M. 1987. Geometrical identification of three-dimensional rock block systems using topological techniques. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 24 (6): 331-338.
- Lu J. 2002. Systematic identification of polyhedral rock blocks with arbitrary joints and faults. *Computers and Geotechnics.* 29 (1): 49-72.
- Öcal, A. 2000. *3D Computer Modelling and Sliding Failure Analysis of Jointed Rock Slopes*, Ph. D. Thesis. Mining Engineering Department, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- Öcal, A., Özgenoglu, A. & Yamatomi, J. 2002. 3D Representation of Rock Mass Structure using Object-Oriented Approach. *Proceedings of the 11th Japan National Symposium for Rock Mechanics*. Chiba, Japan, in CD-ROM, C02.
- Warburton, P. M. 1983. Application of a new computer model for reconstructing blocky rock geometry-analysing single block stability and identifying keystones. *Proc. 5th Int. Congr. on Rock Mech.*, Melbourne, : F225-F230.

The effect of topography on in situ stresses in argillaceous rock at Tournemire, France

A. Rejeb

Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire-BP17 92262 Fontenay aux Roses Cedex, France

ABSTRACT: This paper presents two series of stress measurements taken by hydraulic fracturing in boreholes in a Toarcian argillaceous sequence at the Tournemire site, France. The paper shows that interpretation of the same measurements taken in both test series gives two probable in situ stress fields. The results of finite element modelling were used to determine the stress field consistent with both the equilibrium equations and the in situ measurements, and to quantify the influence of topography on this stress field in the Tournemire massif.

1. INTRODUCTION

It is extremely difficult to determine the in situ stress field in a rock mass. The Cauchy tensor of total stresses σ is characterised by six scalars (components of a symmetric tensor) and all we have is the law of conservation of the amount of movement, which is expressed in three differential equations (equilibrium). So we are faced with an indeterminate problem to start with and, furthermore, do not know the boundary conditions. The data needed to solve the indetermination are generally inaccessible, and specialists have usually used hypothetical data.

However, by modelling an actual site where we have stress measurements from a few points we can re-examine both the measurements themselves (since stress measurement methods are not yet sufficiently reliable) and the model's hypotheses. If new hypotheses can be found that give a good match between the calculations and the reality, they will show a stress field consistent with both the equilibrium equations and the few in situ measurements. This field will provide information about the likely values of stresses elsewhere in the massif.

This was the approach taken for determining stresses at the Tournemire site. In this paper it is firstly presented the results of two series of stress measurements taken by hydraulic fracturing in boreholes, which once again highlight the complexity of such measurements. The results of

finite element modelling are then used to quantify the effect of topography on the stress field in the Tournemire massif.

2. DESCRIPTION OF SITE

The Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (IRSN, the French nuclear safety institute) has a particular research and expertise mission from the government with regard to storage of highly radioactive waste in deep rock formations. To improve knowledge of the confinement properties of argillaceous media, the IRSN chose the Tournemire site for an experimental station. The site was chosen because an 1885 m long disused railway tunnel passing through a 250 m thick argillaceous sequence provides easy access to this material (Fig. 1).

The Tournemire site is a simple monocline structure. At the large scale it consists of three main layers: a lower dolomite and limestone layer some 300 m thick (Hettangian, Sinemurian and Carixian); the argillaceous sequence, made up of Toarcian and Domerian sediments; and an upper limestone and dolomite layer more than 300 m thick (Bajocian and Bathonian). The argillaceous sequence is sandwiched between two limestone aquifers: the Aalenian aquifer above, and the regional Carixian aquifer below. To the north, a major regional fault, the Cernon fault, cuts through all these Jurassic strata (Fig. 1).

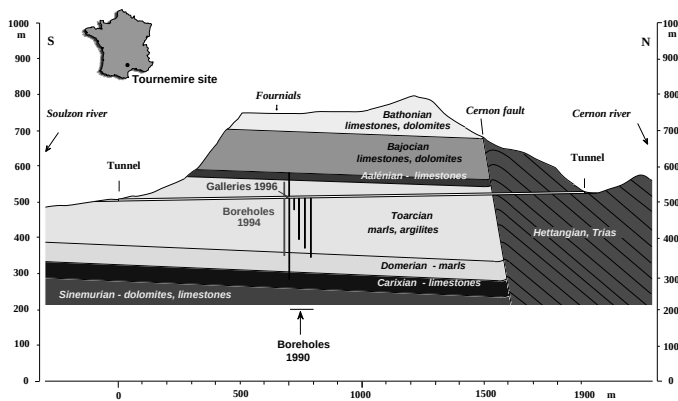


Figure 1: Geological cross section of the Tournemire site (Cabrera *et al.*, 1999).

3. IN SITU STRESS MEASUREMENTS

Two complementary series of measurements were taken, to determine the initial stress tensor at the Tournemire site. The method used for both series was the Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures – (HTPF) method. This method is based on the idea that one can determine the regional stress field if one knows the normal stress acting on a certain number of pre-existing fractures of known orientation (Cornet and Valette, 1994). Normal stress is measured by injecting water at increasing pressure steps so as to measure the exact pressure required to completely separate the lips of the considered fracture. The fracture is first identified in a length of borehole isolated by two inflatable packers. The orientation of the fractures tested can be determined at the borehole face using an impression packer or one of a number of possible imaging processes. The trials assume that only one fracture has opened. If several fractures have opened one must determine the chronological order in which they did so, since in this case only the first opening test will indicate the natural stress field. From the measured normal stress and the orientation of the fractures, the components of the local stress tensor can be calculated using an inversion method.

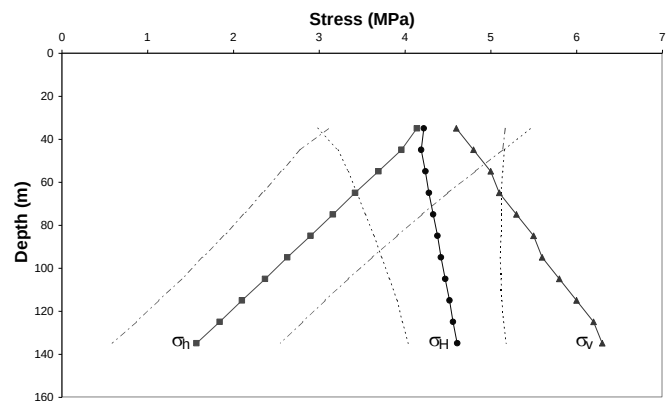
3.1. First test series (1995)

A series of 11 tests was conducted by ANTEA in 1995, in vertical borehole ID 180 at depths between 41 and 143 m (Antoinet and Bertrand, 1996). The variations in principal stress with depth, calculated from the solution to the measurement data inversion, are shown in Figure 2. The major principal stress is vertical stress σ_v ; it is less than the weight of rock estimated from the density of the argillaceous rock at Tournemire (25.5 kN/m^3). The

intermediate principal stress σ_H increases slightly with depth, whereas the minor principal stress σ_h decreases. The measurement series presented in Burlet (1991) show that σ_h and σ_H generally increase with depth in crystalline formations, and decrease in sedimentary rock.

From this series of tests we note that the stress state in the massif is isotropic in the upper part of the zone tested, with $\sigma_v = \sigma_H = \sigma_h = 4.32 \pm 1.13 \text{ MPa}$ and a direction of $N 72^\circ$ for stress σ_H . This orientation fits poorly with what we know of tectonic stress in the region as a whole ($N 160^\circ$) (Cabrera *et al.*, 2001).

The difference between vertical stress and weight of rock can be explained by the presence of the tunnel and/or the effect of topography. To obtain more precise data than these preliminary results, more



measurements would be required.

Figure 2: Changes in principal stress with depth (1995 test series).

3.2. Second test series (1999)

To verify the results of the earlier survey, the Geostress Company, in partnership with the Institut de Physique du Globe in Paris, carried out 8 tests in borehole ID 180 and 4 tests in an inclined borehole, ID 225 (Cornet, 2000).

Given the lack of variety in the orientations of the pre-existing fractures and the certainty that stress does not vary linearly in the zone tested, the global inversion method could not be used to interpret the Geostress data. It was therefore interpreted step by step, taking the most consistent and least ambiguous data.

Figure 3 shows the variation in the three principal stress components with depth, within the interval tested. No systematic increase or decrease in horizontal principal stress with depth can be shown; the lateral variations dominate the results. These variations can be attributed to the presence of pre-

existing fractures filled with calcite at depths between 30 and 50 m. The vertical gradient of the vertical component shown in Figure 3 is roughly 0.026 MPa/m; given the topography and the varied nature of the material within the massif, this value should not be extrapolated beyond the depths tested. Near the tunnel, the amplitude and orientation of each of the three local stress field components are as follows:

$\sigma_h = 2.1 \pm 1.0$ MPa, oriented N 072° $\pm$ 15°E and at an angle of 10° to the horizontal;

$\sigma_v = 3.8 \pm 0.4$ MPa, oriented N 072°E and at an angle of 10° to the vertical;

$\sigma_H = 4.0 \pm 2.0$ MPa, oriented N 162° $\pm$ 15°E.

The observed direction of maximum horizontal stress probably reflects regional tectonic stresses, given the absence of any significant structure in the neighbourhood of the site. However, in the absence of an HTPF test on fractures with a satisfactory orientation, the amplitude of maximum horizontal stress could not be determined more accurately.

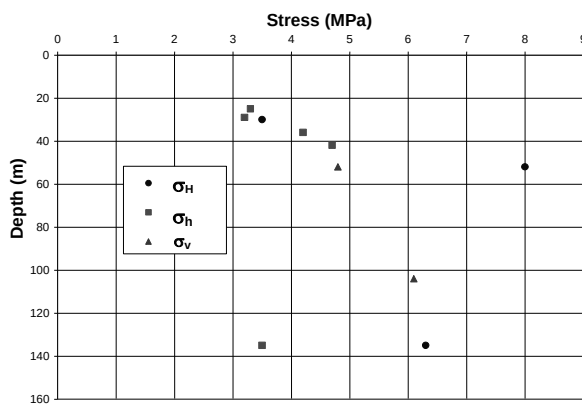


Figure 3: Changes in principal stress with depth (1999 test series).

3.3. Synthesis of the two test series

The two test series are in good agreement as regards the amplitudes of the normal stresses on four fractures tested in both surveys, but differ markedly as regards the orientations of these fractures. As the above results show, the results of the two test series gave two different stress fields in the neighbourhood of the tunnel. The biggest difference between the two stress fields concerns the directions of principal stress - a difference of 90° for intermediate horizontal stress. This shows both the importance of the results on the orientations of the fractures tested and the difficulty of interpreting data from hydraulic tests. Indeed, the 1995 trials were interpreted with the assumption that stresses vary linearly in the interval tested, whereas this hypothesis was dropped for the 1999 tests.

Both test series show the effect of topography on the amplitude of vertical stress.

4. MODELLING THE EFFECT OF TOPOGRAPHY ON THE STRESS FIELD

To verify the effect of the site's topography on the stresses measured at Tournemire, the finite element modelling was used. With this method it was possible to estimate a likely stress field that is consistent with the equilibrium differential equations, and can be compared with the stress fields suggested by the two test series.

4.1. Review of the literature

Amadei and Stephansson (1997) have drawn up a well-documented bibliographical review on research into numerical and analytical modelling of the effect of topography on stress fields. Below, the main characteristics of these models were summarised:

- * There is no connection at all between the geochronology modelled and the pattern geologists imagine for the genesis of the massif. This is a practically inevitable weakness of these models, in that the geologists' theories are based on qualitative information only.

- * The models often assume linear elasticity. This hypothesis on the behaviour of materials does enable the modeller to choose a zero stress reference state and apply the gravity forces to volume V on the assumption that the lateral boundary of V is subject either to zero displacement or to known tectonic pressures. This approach also assumes that the elastic parameters do not change during genesis, and that the boundary conditions are of the same type throughout the evolution of the massif. Displacements between the unstressed and stressed states are assumed to be small enough for the unknown initial geometry to be considered the same as the final geometry, even when the free surface is not horizontal.

- * Few authors compare their calculation results with in situ measurements. The few studies where this has been done show a sharp difference between theory and reality, which they then reduce by modifying the calculation hypotheses.

4.2. The model: description and data

Two plain strain numerical models with linear elasticity and the hypothesis of infinitesimal transformations were used. The two models differed only in the reference states and materials densities they used.

4.2.1. Geometrical data

Figure 4 shows the vertical cross section studied, with the different facies and the locations of the stress measurement points. The cross section is 4 km in width and 2 km in depth – giving dimensions large enough to represent infinity. However, the tunnel was not modelled, which is far enough from the measurement points to allow the authors to ignore its effect on stresses. More precisely, the ratio between the tunnel radius and the distance between the tunnel and the nearest measurement point is much smaller than 1, so that any structure effect can safely be ignored.

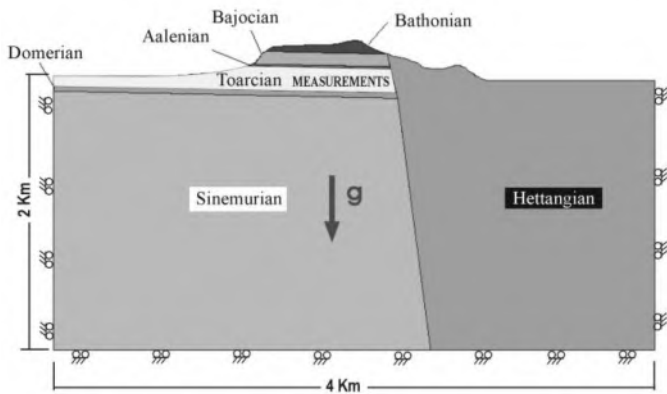


Figure 4: The geometrical data of the model.

4.2.2. Reference state

In the first model, the reference state is relaxed (the conventional approach). The second model is based on an imaginary reference state with no relief and with known initial stresses, followed by the formation of relief by erosion. The reference stress state for this second model is characterised by just three components: vertical stress σ_v and two horizontal stresses, σ_h and σ_H . These three components vary linearly with depth, and were determined by fitting the final state stresses obtained by the model to the stresses measured in the 1995 and 1999 test series.

4.2.3. The materials

The Tournemire massif has 7 facies. The Toarcian argillaceous sequence consists of transverse isotropic material while the other 6 facies are

isotropic. In the first model, density and elasticity parameters established on samples by laboratory tests were used. In the second model, a density of 1900 kg/m^3 for all seven facies was used.

For the argillaceous material, the five independent elastic parameters (Hook's law) have the following values (Rejeb, 1999):

$$E_1 = 27680 \pm 4040 \text{ MPa and } \nu_{12} = 0.17 \pm 0.03$$

$$E_2 = 9270 \pm 490 \text{ MPa and } \nu_{23} = 0.20 \pm 0.03$$

$$G_{12} = 3940 \pm 480 \text{ MPa}$$

Where E_1 , E_2 are respectively the Young's moduli parallel and perpendicular to the bedding plane, G_{12} is the shear modulus, ν_{ij} is the Poisson ratio.

4.2.4. Boundary conditions

At the free boundary, representing the relief, external forces are zero. At the lower horizontal boundary, horizontal stress and vertical displacement are also nil. At the two vertical boundaries, vertical stress and horizontal displacement are found to be nil (Fig.4).

4.3. Main results

It is useful to show the effect of topography graphically by apparent specific gravity or density. Apparent specific gravity is, to the nearest decimal point, the derivative of vertical stress with respect to z ; and the difference between real and apparent specific gravity is the derivative of shear with respect to the horizontal coordinate x .

With both models, the same phenomena observed by other authors (Sturgul *et al.*, 1976) was found. Under a mountain, apparent density is less than real density because the mountain is supported by the rest of the rock mass at its extremities – rather like a vault.

Figures 5 to 7 show the results of the first model. They show, in turn, the zones of intensity of vertical stress (Fig. 5), the difference between real and apparent density (Fig. 6) and the profile, along borehole ID 180, of real density, apparent density and the difference between them (Fig. 7). From figure 7 it can clearly be seen that in the neighbourhood of the measurement points (at depths between 25 and 140 m), the influence of the topography is relatively weak (maximum 10%).

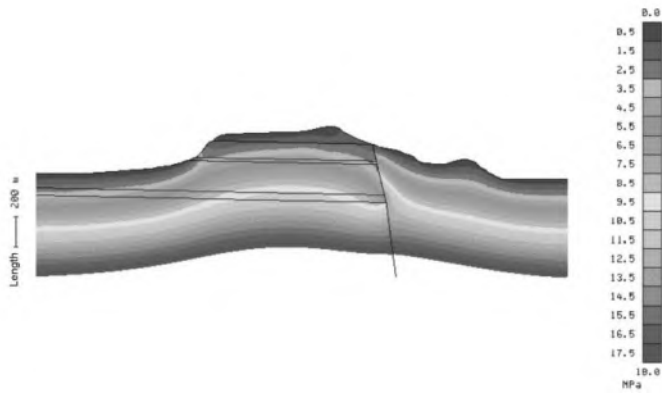


Figure 5: Vertical stress distribution (model 1).



Figure 6: Density loss distribution (model 1).

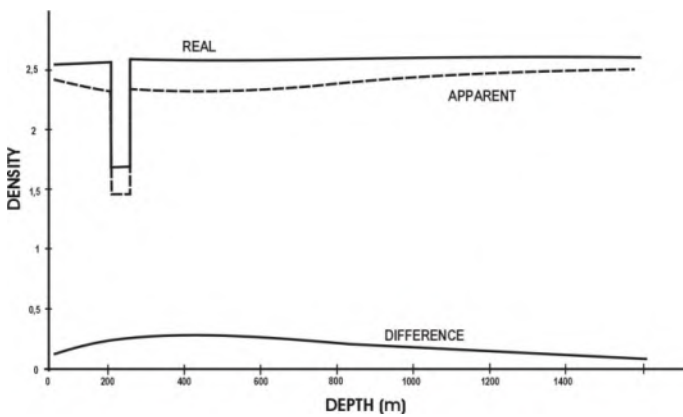


Figure 7: Real and apparent density as a function of depth (model 1).

5. COMPARING THE CALCULATIONS WITH IN SITE MEASUREMENTS

5.1. Local normal stress

Analysis of the first model's stress results along borehole ID 180 shows that calculated vertical stress could be as much as 8 MPa at 104 m depth. This is far too high compared to the normal stress measurements taken at the site. The densities were

therefore reduced by a ratio of about 0.75 (reduced model 1).

Figure 8 shows in histogram presentation the comparison of the normal stress measurements taken in 1995 and the results of the first model with the real densities and with the reduced densities, and the results of the second model. Remember the second model differs from the first not only in the densities but also in the initial stresses. The same type of presentation is given by figure 9 for the normal stress measurements taken in 1999.

All in all there is quite a good match between the measurements, the first model with reduced densities and the second model. This shows that the transformations undergone by a massif during its genesis are probably significant in terms of initial stress and in terms of the densities of the facies that make it up.

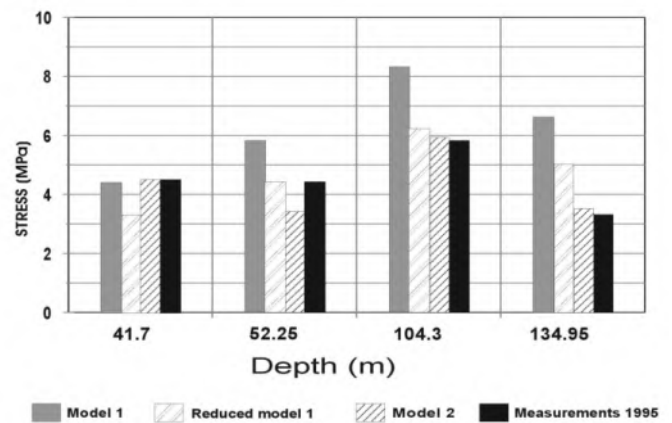


Figure 8: Comparison of calculated and measured normal stresses in 1995.

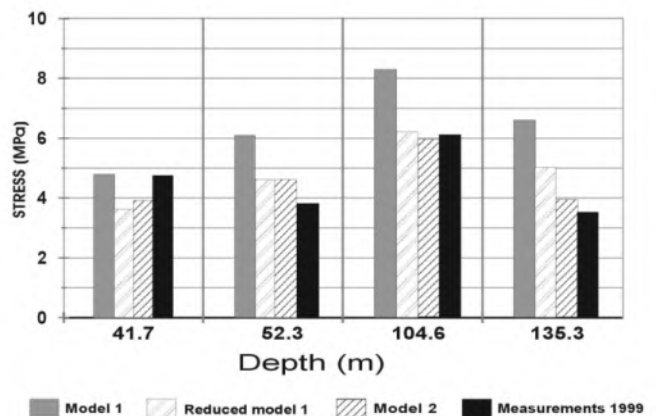


Figure 9: Comparison of calculated and measured normal stresses in 1999.

5.2. Stress field

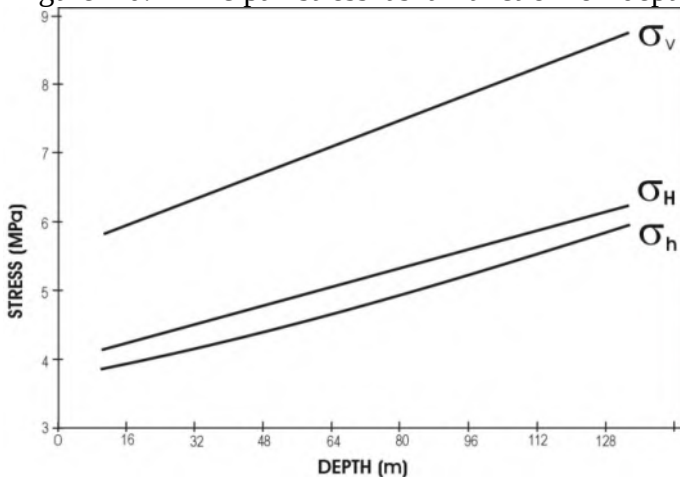
Two-dimensional models used by the authors obviously tell nothing about how the principal stress because with a plain strain model, one of the main directions is perpendicular to the plane of the model.

However, as can be seen in Figure 10 showing changes in principal stresses along borehole ID 180 as deduced from the reduced model, the two sub-horizontal components are practically identical. In this case all orientations with respect to the North are valid.

Also, comparison with the results of the 1995 test series (Fig. 2) shows that from reduced model 1, one can find the principal stresses σ_v and σ_H fairly correctly. On the other hand, there is a wide divergence with respect to the minor sub-horizontal stress, which decreases in figure 2 and increases in figure 10.

Another encouraging match is for the angle of inclination to the vertical of major principal stress σ_v , which is roughly 10° in both measurement series and about 14° in the model results (this value is practically uniform in borehole ID 180 between the depths of 40 and 140 m).

Figure 10: Principal stress as a function of depth



(reduced model 1).

6. CONCLUSION

After two series of tests at the Tournemire site, the wide spread and lack of precision in the stress measurement results seems to be a fact of life at this site. There being no pre-existing fractures with different orientations in the boreholes tested, it would not have been possible to measure the amplitude of the stresses more accurately even if

reference is oriented with respect to the north,

more hydraulic tests had been carried out. Moreover, the presence of different layers with different degrees of rigidity, and the marked topography of the massif, do not make it any easier to interpret the measurement data.

By calculating stresses in the Tournemire massif under gravity, we were able to confirm and quantify the effect of topography on the stress field. These calculations show that the apparent specific gravity of the different facies has a major impact on the results obtained. Note that the density values obtained by laboratory tests and used in the calculations overestimate the stresses. This shows that it is often essential to take the effect of scale on these parameters into account, to obtain a better match between theoretical results and in situ measurements. However, because of the two-dimensional nature of the model developed, these numerical calculations did not enable us to decide between the different results of the orientations of the tested fractures, or between the two directions of major horizontal stress given by the two series of measurements.

REFERENCES

- Amadei B. & Stephansson O. (1997) - Rock stress and its measurements. Ed. Chapman & Hall, p. 51 - 64.
- Antoinet E. & Bertrand L. (1996) - Site de Tournemire (Aveyron) : mesures des contraintes dans le massif par stimulation hydraulique de fractures en sondages. Rapport ANTEA n° A05457.
- Burlet D. (1991) - Détermination du champ de contrainte régional à partir des tests hydrauliques en forages. Thèse de l'Université Paris VII.
- Cabrera J., Volant P., Baker C., Pettitt W., Young R.P. (1999) - Structural and geophysical investigations of the EDZ in indurated argillaceous media: the tunnel and the galleries of the IPSN Tournemire site, France. Proc. Of the 37 th U.S. Rock Mech. Sympo. Vail/USA/ 6-9 june 1999, pp. 957-964
- Cabrera J., Beaucaire C., Bruno G., De windt L., Genty A., Ramambasoa N., Rejeb A., Savoye S., Volant Ph. (2001) - Projet Tournemire. Synthèse des programmes de recherche 1995 - 1999. Rapport IPSN/SERGD 01- 09.
- Cornet F. H. & Valette B. (1984) - In situ stress determination from hydraulic injection test data. J. Geophys. Res., vol. 89, B8, p. 11527 - 11537.
- Cornet F. H. (2000) - Détermination du champ de contrainte au voisinage du laboratoire souterrain de Tournemire. Rapport de l'IPGP n° 98N33/0073.
- Sturgul J. R. Scheidegger A. E., Greenspan Z. (1976) - Finite element model of a mountain massif. Geology, 4, p. 439 - 442.
- Rejeb A. (1999) - Mechanical characterisation of the argillaceous Tournemire site (France) Proc. Of the Int. Conf. On Rock Eng. Tech. For site Cha. Bangalore/India/6-8 December, pp. 45 - 50.

Discontinuities: Filtration properties in triaxial state of stress

P. Konecny, jr.

Institute of Geonics of the Academy of Sciences of the Czech Republic, Ostrava, Czech Republic

M. Mlynarczuk

Strata Mechanics Research Institute of the Polish Academy of Sciences, Krakow, Poland

ABSTRACT: The filtration properties of artificial discontinuities in sandstones in triaxial state of stress are presented in this paper. The change of gas permeability was tested in laboratory conditions on the cracks created from the shearing tests or from the common triaxial strength tests. Increasing of the confining pressure, which causes the closing of the crack, decreases the gas permeability of tested sample. The roughness of surfaces rising during the shearing tests was tested to understand its influence on the permeability of discontinuities in sandstone.

1 INTRODUCTION:

Laboratory of Mechanical Rock Properties has been dealing with gas permeability measurement for a few years. It is obvious that there are many factors influencing the gas permeability of the rocks [Konečný et al. 1999]. Although the compact rock with natural porosity should be the environment enables the fluid flow one of the important mediums from view of permeability are fissures, cracks and other discontinuities.

2 SAMPLE PREPARATION

The set of two types of sandstone specimens was prepared for the tests:

- Carboniferous medium grained sandstone from Upper Silesian Basin (Czech Republic)
- Cretaceous fine-grained sandstone from Beskydy Mountains (Czech Republic).

The shape of the specimens was cylindrical 48 mm of diameter and with slenderness ratio (diameter : high) 1:1 or 1:2.

The generation of the dislocation in the sample was performed by several methods - simple plain crack was cutted by diamond saw. Shear cut was obtained after shearing test in inclined boxes. Samples with slenderness ratio 1:1 were used for this test. Third type of the crack was created by the loading of the sample in triaxial cell up to the failure.

3 TESTING OF THE SAMPLES

Samples with the crack were inserted to the triaxial cell KTK 100 which enable the measurement of the gas permeability during the increasing of confining pressure [Konečný & Kožušníková, 1996]. The behaviour of the sample from the gas permeability changes point of view was tested in this cell (Fig.1).

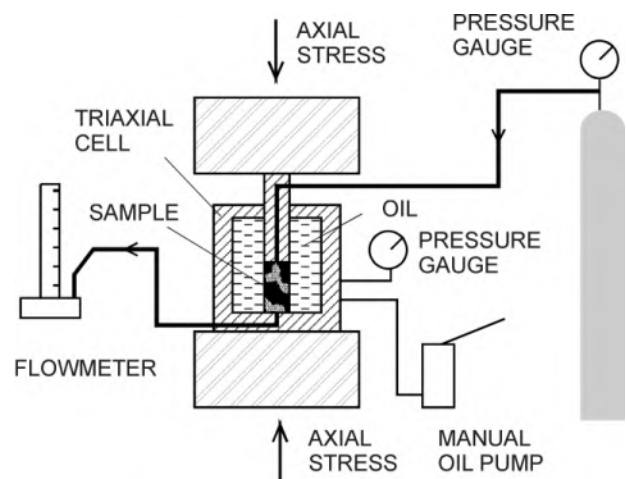


Figure 1. Schematic diagram of the permeability apparatus

The samples were tested in range of confining pressures from 5 to 50 MPa. The nitrogen was applied as a reference gas. Upstream pressure of the gas was 1 MPa. The volume rate of the gas was measured by flowmeters in the range from 5 to 5000 $\text{cm}^3 \cdot \text{min}^{-1}$.

The roughness of surfaces of tested failures was qualified by laser pofilometer Micro - Epsilon (Germany). Two types of measurement were performed to review the roughness of the surface. The measurement of square with 25 mm edge with step of 200 μm (15 625 points) characterise global surface. The measurement of square of 5 mm edge with 20 μm step (62 500 points) display the roughness of surface in detail.

Each surface was characterised by computation of roughness of surface R_A [Młynarczyk, M., 1994].

The relation between the gas permeability and roughness was finally compared.

4 RESULTS

The original material without failure was tested at first. Results of this measurement are presented in table 1.

Table 1. Result of gas permeability measurement

Material	No. of sample	Gas permeability confining pressure 5 MPa
Carboniferous sandstone	8959	3,50 E-18 [m^2]
Cretaceous sandstone	9140	2,11 E-18 [m^2]

The origin of failure of tested samples is presented in table 2

Table 2. Origin of the failure

No. of sample	Origin of failure	Index
8959/62A	cutting and polishing	◆
8959/62B	cutting	●
8959/72A	shearing test	■
8959/72B	shearing test	■
9140/3B	cutting and polishing	◆
9140/6A	cutting	●
9140/14A	shearing test	■
9140/15B	shearing test	■

Relationship between the confining pressure and gas permeability is shown in figure 2.

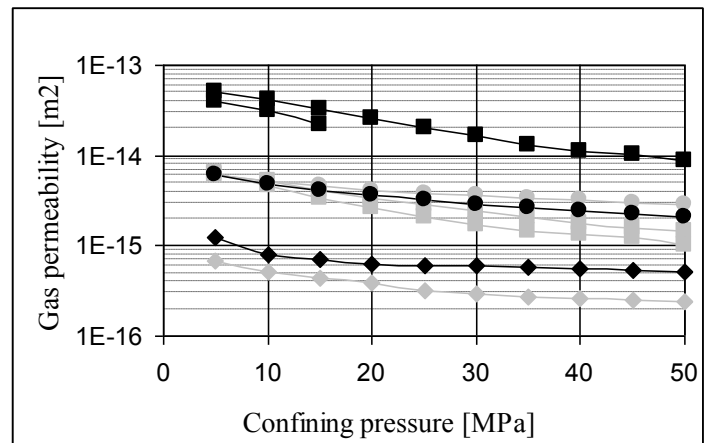


Fig. 2 Relationship between confining pressure and gas permeability

Some relations were observed by the comparison of roughness measurement with gas permeability in triaxial state of stress and with gas permeability changes. The roughness measured with 200 μm step correspond very well with macroscopic observations and with type of preparation of the discontinuity, too. These three types of discontinuities could be characterised by following way.

- Polished surface has the lowest roughness measured with 200 μm step, however the roughness measured with 20 μm step was higher than for cutted sample. Grains dropped out in the process of polishing should cause it. Both, cutted and polished discontinuities are not so sensitive to confining pressure increasing although increasing of confining pressure causes the decrease of permeability.
- Surface after shearing test has a strong higher roughness measured with 200 μm step, than polished or cutted discontinuities. The decreasing of permeability induced by confining pressure increasing is more expressive.

Generally, the laboratory measurement shows that there is some relation between the roughness and permeability changes gradation during increasing of confining pressure (Fig. 3). Permeability gradation $k_{50/5}$ was obtained as a quotient of gas permeability in triaxial conditions in confining pressure 50 MPa and 5 MPa.

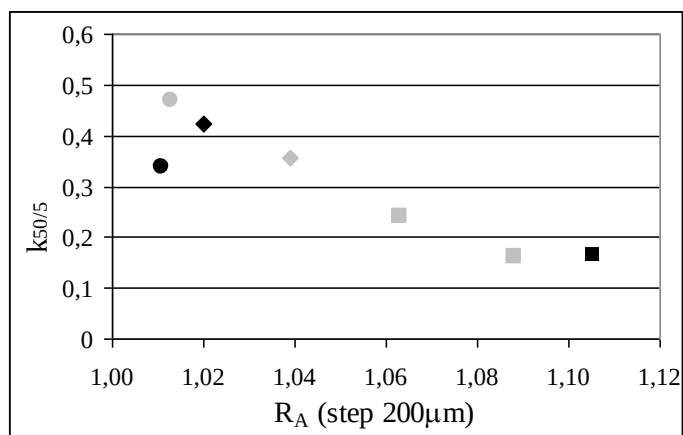


Fig. 3 Relationship between roughness and permeability quotient

5 CONCLUSIONS

- it is evident, that permeability of discontinuities affect the permeability of tested sample very strongly
- gas permeability of fractures originate from shearing test are more sensitive on confining than cutted or polished discontinuities
- the roughness measured with 200 μm step corresponds very well with macroscopic observations unlike the roughness measured with 20 μm step which is influenced by microcracks and failed grains.

6 ACKNOWLEDGEMENT

The presented work was supported financially by the Grant Agency of the Academy of Sciences of the Czech Republic, project No. B3086102.

REFERENCES

- Konečný, P. Jr. & Kožušníková, A. (1996): *Measuring of gas – permeability of coal and clastic sedimentary rocks at triaxial state of stress*. Coalbed Methane and Coal Geology, Gayer, R. & Harris, I. (ed.), Geological Society Special Publication No. 109, pp.227-229.
- Konečný, P. jr., Kožušníková, A. & Martinec, P. (1999): *Rock mass as a porous medium: Gas filtration ability in triaxial state of stress*. Proc. of the 9th International Congress on Rock Mechanics, Paris, pp.761-764.
- Młynarczyk M. (1994): *Methods of determining the fracture surface roughness of rock samples by means of a laser profilometer*. Proc. of the IV International Conference Stereology and Image analysis in Mineral Science STERMAT'94, Poland, pp.123-128.

Termal etkiyle oluşturulan mikro-çatlakların kaya dayanımı üzerindeki etkileri

The effects of thermally induced micro-fractures on rock strength

Y.Mahmutoğlu, M.Vardar & E.Bozkurtoğlu

İTÜ Maden Fakültesi, Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı, 80626 Maslak-İstanbul

ÖZET : Süreksizliklerin sıklığı, kayanın dayanım ve davranışını etkileyen temel parametrelerden biridir. Ancak, bu parametrenin kaya davranışı üzerindeki etkilerinin ortaya çıkarılması amacıyla çatlaklı kaya örnekleri üzerinde deney yapmak teknik açıdan oldukça güçtür. Bu nedenle çatlaklı kayanın mekanik davranışının araştırılmasında bazı benzetim teknikleri sıkça kullanılmaktadır. Bu çalışmada termal etkiyle, önceden fiziksel olarak oluşturulan süreksizliklerin davranış üzerindeki etkileri tartışılmıştır. Süreksizliklerin modellenmesinde, mermer ve kumtaşı örnekleri periyodik olarak ısıtılıp soğutulularak tane sınırları gevşetilmiş ve/veya zayıflatılmıştır. Deneylerde üç grup örnek kullanılmıştır. İki grup örnek için (Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı) ısıtma ve soğutma periyotlarının sayısı, 600 °C sıcaklıkta 12 saatlik süreler için, 0-16 arasında değiştirilmiştir. Üçüncü grubu oluşturan Muğla-Kavaklıdere mermeri için ise, ısıtma-soğutma periyodu sayısı 0-6 arasında değiştirilmiş olup, termal etki sıcaklığı 400 °C olarak alınmıştır. Deneylerde kullanılan örneklerin, en son ısıtma soğutma periyodu sonucunda, termal etkiye bağlı hacminde oluşan kalıcı büyümenin ilk hacme oranla kumtaşında % 2.5-4 Carrara ve Kavaklıdere mermerlerinde ise, sırasıyla % 4 ve % 7 arttığı belirlenmiştir. Tane sınırları farklı derecede örselenen örnekler üzerinde yapılan deneylerden mermer örneklerinin dayanım kaybının yüksek, karbonat çimentolu kumtaşının ise daha az olduğu görülmüştür. Yenilme sonrası eğrilerden, çatlaklı kayanın direncinin orijinal ve sağlam örneğe göre 30-40 kat düştüğü görülmüştür.

ABSTRACT: It is well known that rock generally contains several type, size and frequency of weakness planes varying from micro-fissure to fault. The frequency of discontinuity in rock masses is one of the basic parameter affecting its behaviour. However it is difficult practically to test undisturbed rock being heavily fractured in laboratory environment. In this study, it is attempted to open or loosen the grain boundaries of fine and course-grained rock samples of Carrara and Muğla marbles and Buchberger sandstone by thermal treatment. This should serve as a physical simulation of fractures in rock masses and enables a discussion of the changes in mechanical behaviour. The heating and cooling cycles being 24 hours in an inert atmospheric condition were varied from 0 to 16 for Carrara marble and Buchberger sandstone having carbonate cement. It was varied from 0 to 8 for Muğla marble. Then some physical and mechanical tests were performed on these specimens. From the results, it is pointed out that all of the strength parameters decreased gradually with an increasing number of heating cycle. Decrease in uniaxial compressive strength is higher for both types of marbles than the sandstone. Additionally it was carried out that the ratio between compressive and tensile strength increases gradually by the numbers of heating cycles and the failure developed entirely intergranular in cyclically heated specimens of Carrara marble.

1. GİRİŞ

Kaya mekaniğinde geleneksel laboratuvar deneyleri, çoğunlukla makro çatlak içermeyen sağlam kaya bloklarından alınan, standart geometriye sahip örnekler üzerinde uygulanmaktadır. Bu nedenle deneylerden elde edilen sonuçlar çatlaksız ve

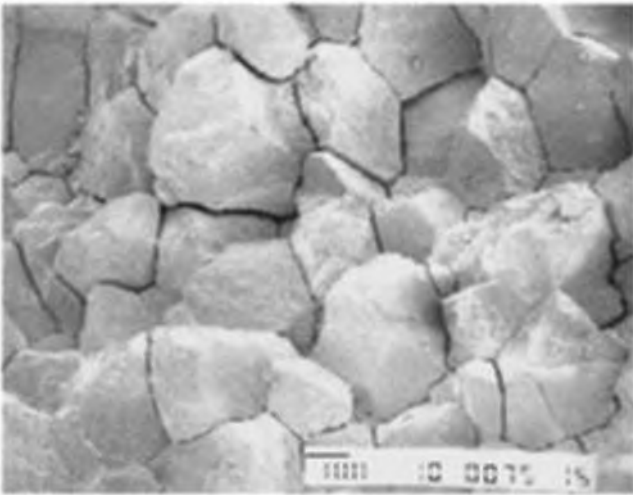
sağlam kayanın davranışını temsil eder. Ancak, kaya kütlesi genellikle değişik sıklıkta çatlak ve tabaka yüzeyi gibi zayıflık yapıları içermektedir. Çatlak sıklığının davranış üzerindeki etkilerini konu edinen önceki çalışmalardan da (Gerogiannopoulos 1979, Mahmutoğlu 1998, Ribacchi 2000, Ferrero ve Marini 2001), çatlak içeren kayanın çok daha düşük

dayanımlı olduğu bilinmektedir. Ayrıca sağlam karot örnekleri üzerinde yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar, yerinde (in-situ) yapılan arazi deneyleri-nin sonuçlarına oranla dayanım açısından yüksek değerler vermektedir. Kayanın içerdiği süreksizlik-lerin mekanik anlamda bir anizotropiye neden olduğu da bilinmektedir.

Bu nedenlerden dolayı zemin mekaniği prensiplerinin aşırı çatlaklı kaya için uygulanabileceği sıkça önerilmektedir. Egger (1973) çatlaklı kayanın davranışının yenilme sonrası gerilme-deformasyon eğrileriyle (post-failure curve) açıklanabileceğini ileri sürmüştür. Ayrıca, Mahmutoglu (1996) yenilme sonrası davranış eğrisi eğimlerinin kırılmaya bağlı oluşan kalıcı hacim deformasyonu ve uygulanan çevre gerilmesi denetiminde geliştiğini saptamıştır.

2. DENEY MALZEMESİNİN HAZIRLANMASI

Pratikte, laboratuvar koşullarında standart deney örneklerinin hazırlanması ve uygulanan deney teknikleri dikkate alındığında, süreksizlik sıklığının dayanım üzerindeki etkisinin araştırılması oldukça güçtür. Bu nedenle, genellikle benzer zayıflık düzlemlerinin kayanın dayanım ve davranışı üzerindeki etkisi bazı benzetim teknikleri kullanılarak irdelenmektedir. Bu çalışmada, çatlaklı kayayı modellemek için tane sınırları termal etki ile önceden gevşetilerek örselenmiş örnekler kullanılmıştır (Şekil 1).



Şekil 1: Termik etki ile tane sınırları açılan/gevşetilen kalsit kristallerinin elektron mikroskop altındaki görünümü

Rosengren ve Jaeger (1968), tane boyu yaklaşık 2 mm olan ve 500 °C' ye kadar ısıtıp soğuttukları Wombeyan mermeri üzerinde bazı mekanik deney-

ler yapmışlardır. Bu çalışmayla ısıtma-soğutma işlemi sonucunda mermerinin çekme dayanımının orijinal örneğe oranla 1/50 oranında azaldığı belirlenmiştir.

Çalışmada deneylerde mermer ve kumtaşı örnekleri kullanılmıştır. Bunlardan ilki ince taneli Carrara ve kaba taneli Muğla mermerlerinden, diğeri ise karbonat çimentolu Buchberger kumtaşından alınmıştır. Isıtma-soğutma periyotlarının sayısı (NHC) Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı için 0-16, Muğla mermeri için ise 0-6 arasında değiştirilmiştir. Muğla mermeri için termal etki sayısının az alınmasının nedeni kayacın daha düşük dayanıma sahip olmasıdır. Deney örnekleri üzerine birbirine dik iki doğrultuda (çap ve boy) işaretlenen noktalar arası mesafenin ölçülmesiyle, termal etkiden dolayı mermer örneklerinin hacminde % 4-6, kumtaşı örneklerinin hacminde ise % 2.5-4 arasında bir kalıcı büyümenin oluştuğu saptanmıştır.

Laboratuvar deneylerinde, pasif atmosferik koşullarda periyodik olarak farklı sayıda ısıtılıp soğutulan örnekler kullanılmıştır. Deney malzemesinin seçiminde kalsit kristalinin ısı genleşme anizotropisi (Rayleigh, 1934) dikkate alınmıştır. Diğer bir ifadeyle, termal açıdan anizotropik davranış gösteren mermer örneklerinin tane sınırları termal etki ile gevşetilmiştir. Tane boyu 0.7-1 mm arasında değişen Buchberger kumtaşının karbonat çimentolu oluşu benzer bir sonucun elde edilmesine imkan tanımıştır. Araştırmada kullanılan deney örneklerinin bazı özellikleri aşağıda verilmiştir.

Muğla-Kavaklıdere Mermeri

Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı	: 35.5 MPa
Porozite	: % 0.16
Kuru Birim Hacim Ağırlık	: 2.72 g/cm ³
Tane Boyu	: 0.5-3mm
Ağırlık Kaybı Başlangıç Sıcaklığı	: 500 °C
Ağırlık Kaybı	: % 0.15
Kimyasal Bileşim (CaCO ₃)	: > % 99

Carrara Mermeri

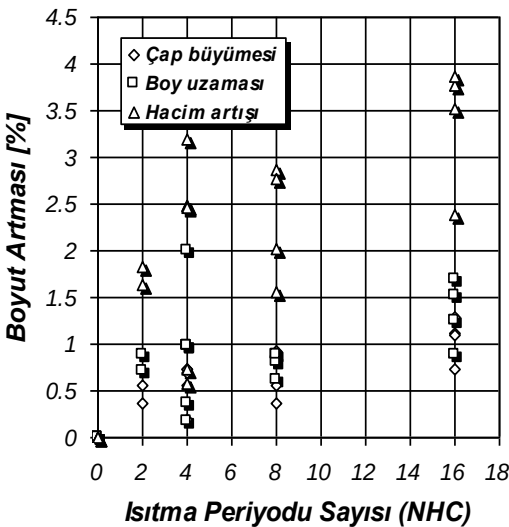
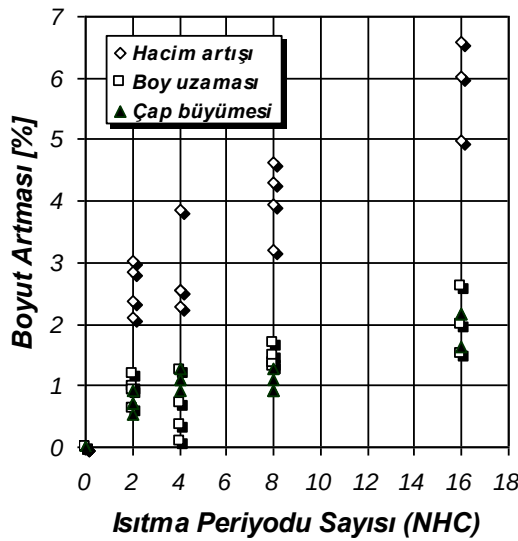
Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı	: 100 MPa
Kuru Birim Hacim Ağırlık	: 2.70 g/cm ³
Tane Boyu	: < 0.5 mm
Ağırlık Kaybı	: % 0.2
Kimyasal Bileşim (CaCO ₃)	: % 99

Buchberger Kumtaşı

Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı	: 94 MPa
Kuru Birim Hacim Ağırlık	: 2.52 g/cm ³
Tane Boyu	: 0.7-1 mm
Ağırlık Kaybı	: % 3.16

Deneylerde kullanılan silindirik örneklerin tümünün yükleme yüzeyleri özel bir alet yardımıyla aynı parlaklığa ulaşıncaya kadar parlatılmıştır. Ayrıca, tüm örneklerin alt ve üst yüzeyleri arasındaki paralellik hassas bir şekilde denetlenmiştir. Bu aşamadan sonra tüm örnekler etüvde 105 °C sıcaklıkta 24 saat bekletilip kuru ağırlıkları saptanmıştır.

Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı örnekleri için ısıtma-soğutma periyot sayısı 0, 1, 2, 4, 8 ve 16, Muğla-Kavaklıdere mermeri için ise 0, 1, 2, 3, 4, 5 ve 6' dır. Bu ısıtma ve soğutma periyotlarının uygulandığı örneklerin çapında ve boyunda oluşan büyümeler 0,01 mm hassasiyetinde ölçülmüştür (Şekil 2).



Şekil 2 : Termik etki ile deney örneklerinin boyutlarında oluşan artma yüzdesi, a) Carrara mermeri, b) Buchberger kumtaşı

Sonuçta, ısıtma ve soğutma periyodu sayısına bağlı olarak örneklerin hacminde düzenli bir artışın olduğu saptanmıştır. Isıtma-soğutma sonrası örnek

ağırlıklarının % 1-1.5 arasında azaldığı ve bu azalmanın ısıtma-soğutma periyodu sayısı ile doğrusal bir ilişkisinin olmadığı saptanmıştır.

3. LABORATUVAR DENEYLERİ

Yukarıda özellikleri verilen örnekler üzerinde tek eksenli sıkışma, klasik ve sürekli yenilme durumunda üç eksenli sıkışma ve endirekt çekme deneyleri uygulanmıştır. Deneylerin uygulanmasında ISRM'nin önerdiği hususlar göz önünde tutulmuştur.

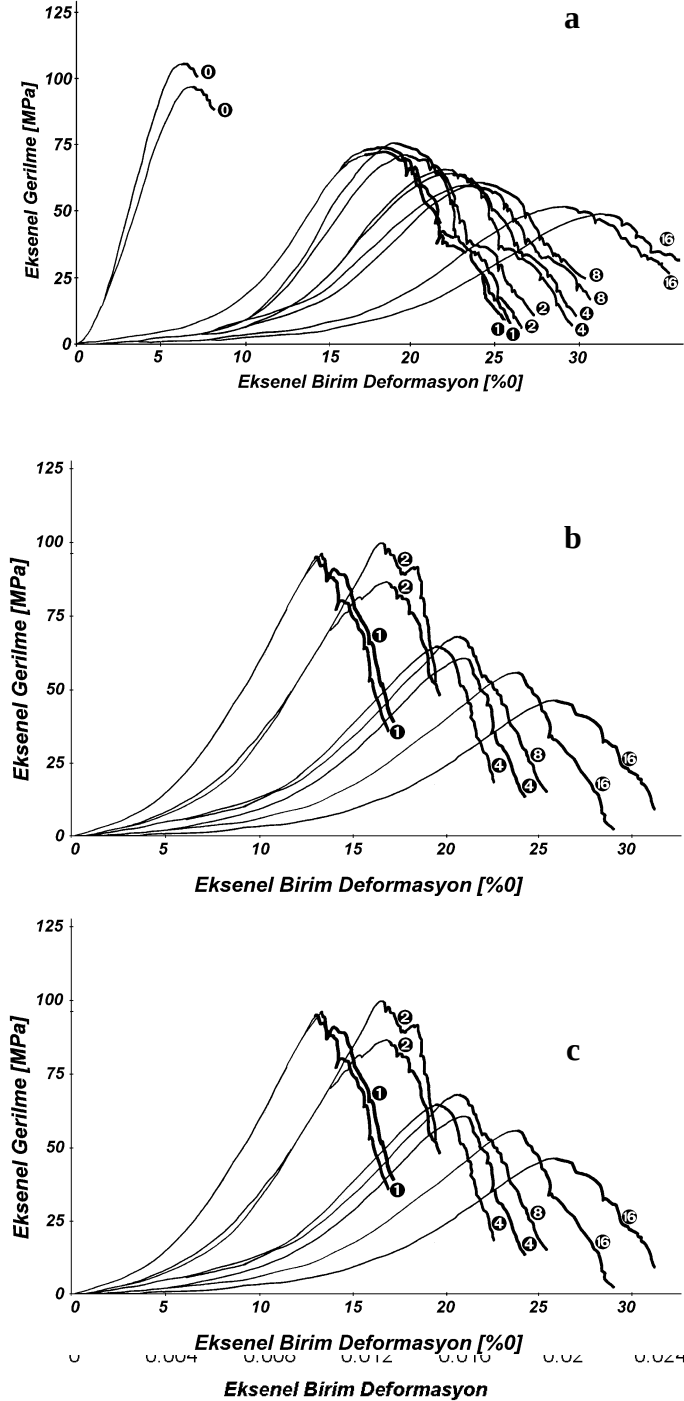
Laboratuvar deneyleri, yükleme kapasitesi 6-300 kN arasında ayarlanabilen servokontrollü elektro-hidrolik pres yardımıyla, deformasyon kontrollü olarak yapılmıştır. Deneyler süresince oluşabilecek hata ve sapmalar hesaba alınarak, Carrara mermeri ile Buchberger kumtaşı örnekleri için her deney ikişer kez tekrarlanmıştır. Muğla mermeri için ise, her bir periyot için birer örnek üzerinde, yalnızca tek eksenli sıkışma deneyi yapılmıştır. Tek eksenli deneylerden elde edilen davranış eğrileri, farklı sayıda periyodik olarak ısıtılıp soğutulan örnekler için, Şekil 3a, 3b ve 3c de verilmiştir.

Bu şekillerdeki eğriler üzerinde, daireler içerisinde gösterilen rakamlar ısıtma soğutma periyotlarının sayısına karşılık gelmektedir. Buradan da görüldüğü gibi, ısıtma-soğutma periyodu sayısındaki (NHC) artışa bağlı olarak örneklerin sıkışma dayanımı ve elastisi-te modülü önemli oranda azalmaktadır. Ancak ilk peri-yod sonrası dayanımdaki düşüş kumtaşı oranla mermerde daha fazladır.

NHC' deki artışa bağlı olarak kırılma noktaları deformasyon eksenini boyunca ilerlemekte, gerilme-deformasyon eğrilerinin eğimi hem yenilme öncesi, hem de yenilme sonrası bölgede giderek azalmakta ve birim deformasyonların miktarı artmaktadır. Bu durum NHC' deki artışın sınırlı olduğunu arttırdığını göstermektedir. Şekil 3a, 3b ve 3c den görüldüğü gibi üç örnek grubu için de bu durum geçerlidir.

Her üç örnek grubu için de yenilme sonrası (post-failure) eğrilerin eğimi, artan NHC' ye bağlı olarak düzenli olarak değişmektedir. Kırılma sonrası gerilme deformasyon eğrisi, ani dayanım kaybından dolayı orijinal örnekler için elde edilememiştir. İlk ısıtma-soğutma periyodu sonrasında kırılma noktasına karşı gelen eksenel birim deformasyondaki (ϵ_{lf}) artış mermerde daha fazladır. 16 kez ısıtılıp soğutulan örnekler için anılan birim deformasyon miktarı ortalama olarak mermerde % 3 kumtaşı ise % 2.5 tur. Bu durum, çatlaklı kayadakinine benzer olarak,

gevşetilmiş tane sınırlarının örnek üzerine yük uygulanmasıyla birlikte tekrar kapandığını göstermektedir. 6 defa tekrarlı termik etkiye maruz bırakılan Muğla mermerinde ise, yenilme aşamasında % 1.6'lık bir eksenel birim deformasyonun oluştu-ğu belirlenmiştir (Şekil 3).



Şekil 3 : Tek eksenli basınç deneylerinden elde edilen gerilme deformasyon eğrileri. a) Carrara mermeri, b) Buchberger kumtaşı, c) Muğla mermeri (Daireler içerisindeki rakamlar ısıtma soğutma periyotlarının sayısını göstermektedir).

Buchberger kumtaşının çimentosunda, az da ol-sa, bulunan demiroksitten dolayı ilk periyod sonrası kumtaşının dayanımında bir artış saptanmıştır. İkinci periyottan sonra oluşan dayanım kaybı mermerdekine benzerdir. Bu nedenle kumtaşının orijinal örnekleri için elde edilen deneysel veriler, yapılacak değerlendirmelerde dikkate alınmamıştır. Tek eksenli deneylerden elde edilen sonuçlar Çizelge 1' de özetlenmiştir. Çizelgede, 16 ısıtma-soğutma periyodu sonunda oluşan dayanım kaybı yüzdesinin, mermer ve kumtaşı için, yaklaşık aynı olduğu görülmektedir.

Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı için sıkışma dayanımı ve kırılma anında oluşan eksenel birim deformasyon arasındaki ilişki Şekil 4a ve b' de verilmiştir. Bu şekillerdeki birim deformasyon eksenini aynı zamanda ısıtma periyodu sayısına (NHC) da bir referans oluşturur. Bu çalışmada, Şekil 4a ve 4b' de verilen eğriler “Dayanım Kaybı Eğrisi” olarak isimlendirilmiştir. Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı için ayrı ayrı yapılan istatistiksel analizde sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneylerden elde edilen veriler de kullanılmıştır.

Çizelge 1. Basınç dayanımı (σ_c), elastisite modülü (E) ve kırılma anındaki eksenel birim deformasyonun (ϵ_{lf}) ısıtma soğutma periyodu sayısına bağlı değişimi.

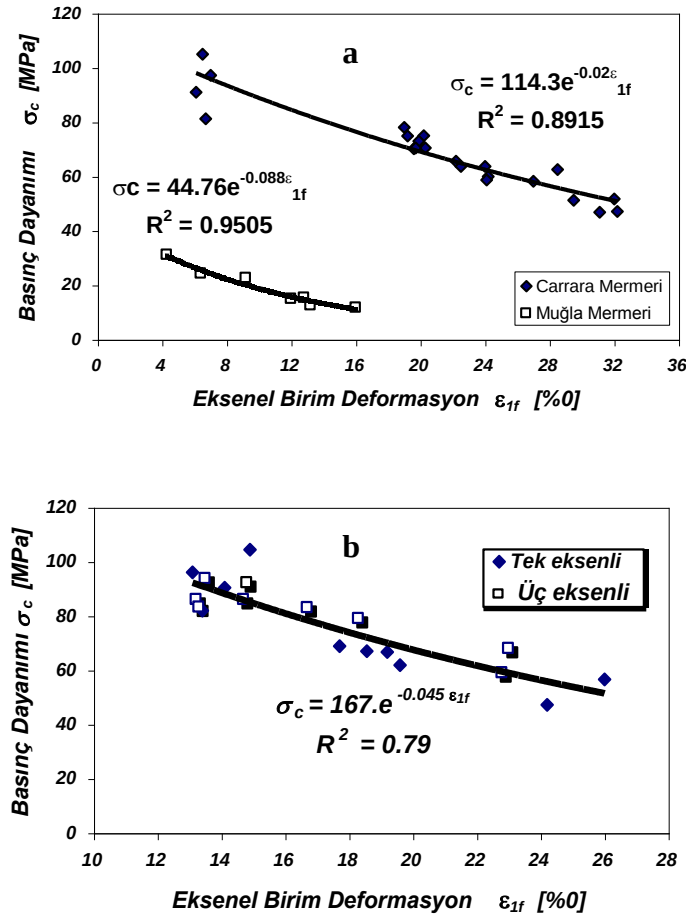
NHC	Carrara Mermeri			Buchberger Kumtaşı			Muğla Mermeri		
	σ_c [MPa]	E [GPa]	ϵ_{lf} [10 ⁻³]	σ_c [MPa]	E [GPa]	ϵ_{lf} [10 ⁻³]	σ_c [MPa]	E [GPa]	ϵ_{lf} [10 ⁻³]
0	105,0	22,2	6,5	-	-	-	30,1	10,2	4,5
0	97,2	25,8	7,0	-	-	-	-	-	-
1	70,2	10,8	19,6	96,1	11,4	13,3	24,2	5,6	6,4
1	71,3	10,4	19,8	92,5	11,3	13,2	-	-	-
2	75,0	10,3	20,2	-	10,7	16,8	22,6	4,9	9,7
2	70,5	9,15	20,3	81,0	9,5	15,3	-	-	-
3	-	-	-	-	-	-	15,3	3,2	13,2
4	65,6	7,37	22,2	63,7	6,4	21,2	14,9	2,8	11,9
4	63,7	7,18	22,5	60,1	6,18	21,1	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	12,5	2,6	13,5
6	-	-	-	-	-	-	11,7	2,1	16,1
8	60,0	5,73	24,2	66,8	6,70	20,8	-	-	-
8	58,7	4,22	24,1	53,7	4,88	23,8	-	-	-
16	51,2	4,10	29,5	55,0	4,76	24,2	-	-	-
16	47,1	3,77	32,2	46,2	4,08	26,0	-	-	-

Üç eksenli deneylerden hareketle saptanan tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri de bu şekiller üzerinde kare işaretiyle gösterilmiş olup Şekil 4b' nin sağ üst köşesinde gösterildiği gibi, çevre gerilmesinin sıfır olduğu duruma karşılık (maksimum direnç zarfının eksenel gerilme eksenini kestiği nokta, σ_c) gelmektedir.

Dayanım kaybı eğrilerine ait belirleme katsayısı (R^2), Carrara mermerinde Buchberger kumtaşına oranla daha yüksektir (Şekil 4a ve 4b). Mermerdeki dayanım kaybı oranı ilk ısıtma periyodu sonrasında fazla ve çok belirgindir. Bu durum kayacın minerolojik bileşiminin ve homojenliğinin sonucu

olarak ortaya çıkmıştır. Sonraki periyotlar için elde edilen direnç kayıpları ilk periyoda oranla relatif olarak daha az olmasına rağmen, dayanımdaki azalma sürekli ve düzenlidir. Kumtaşları için de bazı küçük salınımlar dışında benzer bir dayanım kaybı eğrisi elde edilmiştir (Şekil 4).

Elastisite modülündeki azalmalar da her iki örnek gurubu için belirgin ve benzerdir (Şekil 5a ve 5b). Ortalama olarak orijinal mermer örneği için elde edilen elastisite modülü Carrara mermerinde 24 GPa iken, bu değer 16 ısıtma periyodu sonucunda yaklaşık 4 GPa'a düşmüştür. Muğla Kavaklıdere mermeri ve Buchberger kumtaşı için elde edilen değişim miktarları da hemen hemen aynıdır (Çizelge 1).

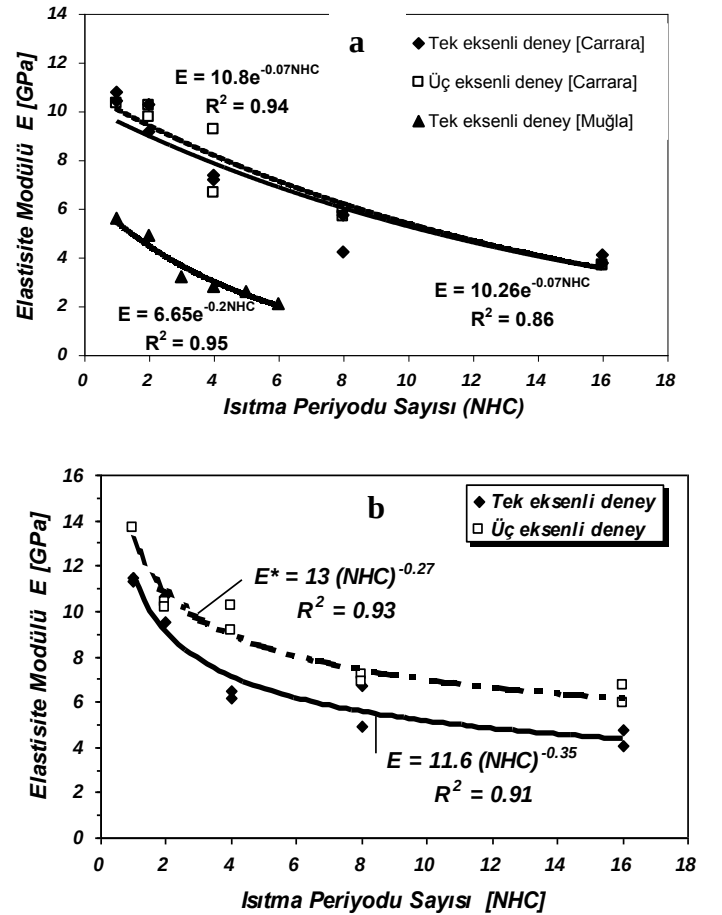


Şekil 4: Maksimum dayanım ve kırılma anında oluşan eksenel birim deformasyonlar arasındaki ilişkiden elde edilen dayanım kaybı eğrisi, a) Carrara ve Muğla mermeri, b) Buchberger kumtaşı (Kare şeklinde gösterilen noktalar üç eksenli deneylerden elde edilmiştir).

Üç eksenli deneyler, sürekli yenilme durumunda üç eksenli (*continuous failure state triaxial test*) deney yöntemi uygulanarak yapılmıştır. Bu deney yöntemi Kovari vd. (1983) tarafından detaylı olarak tartışılmıştır. Bu yöntemle, tek bir örnek kullanılarak kayanın en büyük ve kalıcı direncinin elde edilmesi mümkün olmaktadır. Ayrıca yöntem, gerilme düzleminde en büyük ve kalıntı direnç

zarflarının tek bir deneyden elde edilmesine olanak tanımaktadır.

Üç eksenli deneylerde gerilme-deformasyon eğrisi ve buna karşı gelen gerilme yörüngesi (en büyük ve kalıcı dayanım zarfı) iki ayrı kaydedici yardımıyla elde edilmiştir. Deneylerde çevre gerilmesi uygulamak amacıyla hassasiyeti 0.01 MPa olan özel bir servo-kontrollü pompa kullanılmıştır. Bu pompa yardımıyla deney süresince sabit veya monotonik olarak artan ve azalan hücre basıncı uygulamak mümkün olmaktadır.



Şekil 5 : Artan ısıtma periyodu sayısına bağlı olarak elastisite modülündeki değişim, a) Mermer, b) Kumtaşı örnekleri (Kare şeklindeki işaretlenen noktalar üç eksenli deneylerden elde edilmiştir).

Üç eksenli deneyler 0.5 MPa'lık sabit bir başlangıç hücre basıncı uygulanarak başlatılmış ve kırılma noktasına erişildiği andan itibaren hücre basıncı 5 MPa oluncaya kadar kontrollü ve düzenli olarak artırılmıştır. Kırılma noktasından itibaren çevre basıncının artırılıp azaltılması gerilme deformasyon eğrisinin bu noktadan önceki eğimi dikkate alınarak yapılmaktadır. Deney tekniği, deney örneğinin kırılma zarfını elde edebilmek için, sözkonusu örneğin sürekli yenilme durumunda tutulmasını öngörmektedir. Bu durum, sürekli artan

çevre basıncının uygulandığı kırılma noktasından sonraki kesimde (Şekil 6a ve 6b’ de kesik çizgilerle gösterilen kısım) gerilme-deformasyon eğri-sinin eğiminin yenilme öncesindeki ile aynı tutulma-sıyla sağlanmaktadır. Deneylerde, çevre gerilmesi 5 MPa’a ulaşıncaya kadar düzenli olarak arttırılmış, bu noktadan itibaren yenilme sonrası eğrisi deformasyon eksenine paralel oluncaya kadar (Şekil 6a ve 6b’ de kesik çizgilerden sonraki kalın çizgilerin olduğu kısım) sabit tutulmuştur. Deneylerin son aşamalarında, uygulanan çevre gerilmesi sıfır oluncaya kadar sürekli ve düzgün olarak azaltılmış-tır. Şekil 7a ve Şekil 7b’ de görüldüğü gibi, örneğin basınç dayanımı, en büyük dayanım zarfının eksenel gerilmeyi eksenini kestiği noktadan hareketle dolaylı olarak okunabilmektedir.

Şekil 6a ve 6b’ de gösterilen gerilme-deformasyon düzleminde çevre gerilmesinin boşaltıldığı kısım herhangi bir karışıklığa meydan vermemek için gösterilmemiştir. Ancak deneyin bu aşaması, gerilme düzleminde (Şekil 7a ve 7b) kalıcı dayanım zarfı olarak belirtilmiştir. Bu şekillerden ve Çizelge 2’ den de görüldüğü gibi, üç eksenli deneylerde de ısıtma periyodu sayısına bağlı dayanım kaybı tek eksenli deneylerden elde edilen sonuçlara benzerdir.

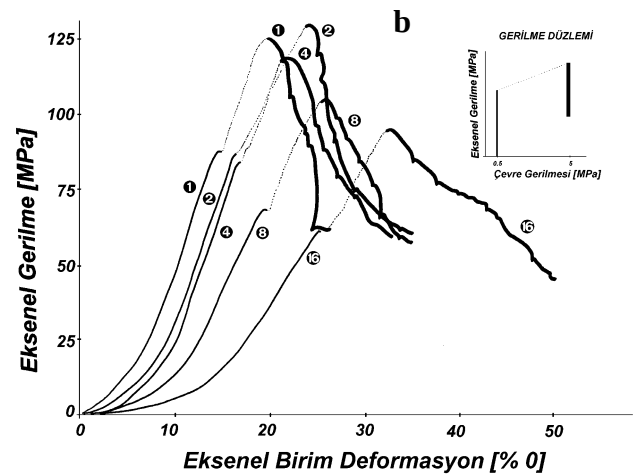
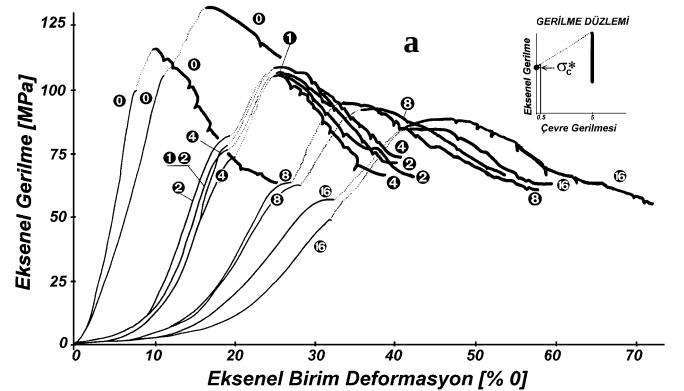
Çizelge 2 : Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneylerden elde edilen basınç dayanımı (σ_c^*), elastisite modülü (E^*), kırılma anındaki eksenel birim deformasyon (ε_{lf}) ve en büyük kohezyonun (C_H) ısıtma soğutma periyodu sayısına bağlı değişimi.

NHC	Carrara Mermeri				Buchberger Kumtaşı			
	σ_c^* [MPa]	E^* [GPa]	ε_{lf} [10 ⁻³]	C_H [MPa]	σ_c^* [MPa]	E^* [GPa]	ε_{lf} [10 ⁻³]	C_H [MPa]
0	91,0	18,65	6,1	19,2	-	-	-	-
0	81,2	18,45	6,7	17,2	-	-	-	-
1	78,1	10,32	19,0	15,3	77,5	13,67	14,8	15,65
2	74,9	10,94	19,2	15,5	92,2	10,40	16,6	13,97
2	73,0	9,96	19,2	14,4	90,1	10,15	16,4	14,4
4	70,5	9,25	19,7	13,6	85,0	10,20	15,0	14,1
4	63,7	6,65	24,0	12,6	78,7	9,10	15,3	14,3
8	62,5	5,68	28,4	11,9	81,0	7,20	17,0	13,1
8	58,2	6,01	27,0	11,7	62,5	6,87	19,4	10,41
16	46,8	3,67	31,1	8,6	67,5	6,68	21,4	12,1
16	51,7	3,69	32,0	10,7	59,3	5,91	25,0	10,93

Şekil 6a’ dan görüldüğü gibi, ısıtma-soğutma periyodu sayıları farklı olmasına rağmen, 0.5 MPa lık başlangıç çevre basıncı uygulanan Carrara mermeri örneklerinin kırılma noktaları, 5 MPa sabit çevre basıncı uygulanan orijinal örneğin yenilme sonrası eğrisine yaklaşık paralel bir eğri üzerinde kalmaktadır. Artan NHC’ye bağlı olarak yenilme öncesi ve sonrası gerilme-deformasyon eğrilerinin

eğimindeki değişim tek eksenli deneylerden elde edilenlerle uyum içerisindedir. 16 ısıtma-soğutma periyoduna tabi tutulan örneklerin elastisite modülü ortalama olarak mermerde % 80, kumtaşında % 54 azalmıştır.

Çizelge 2’ de Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı örnekleri üzerinde gerçekleştirilen üç ek-senli deneylerden elde edilen sonuçlar özetlenmiştir. Deneyler süresince kaydedilen en büyük ve kalıcı dayanımlara ait yenilme zarfları Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı için Şekil 7a ve 7b’ de verilmiştir. Farklı sayıda periyodik ısıtılan örneklerin yenilme zarfları hemen hemen paraleldir. Yenilme zarflarındaki paralellik mermerde daha belirgindir. Genellikle, ye-nilme zarfları birbirine az çok paralel olarak ısıtma periyodu sayısının artışıyla, gerilme düzleminde aşağı-ya doğru kaymaktadır. Bu durum, kohezyondaki azalmayı göstermektedir. Kumtaşının kalıcı dayanım zarflarının eğimi, ısıtma periyodu sayısındaki artışa bağlı olarak azalmaktadır. Direnç zarflarının eğimin-deki azalma ise, içsel sürtünme açısındaki düşüşe işaret etmektedir.



Şekil 6 : Sürekli yenilme durumunda üç eksenli deneylerden elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri, a) Carrara mermeri, b) Buchberger kumtaşı (Daireler içerisine alınan sayılar ısıtma-soğutma periyodu sayısını göstermektedir).

Şekil 7a ve 7b' de verilen maksimum direnç zarflarından elde edilen kohezyon değerlerine göre mermerin kohezyonu, 16 ısıtma-soğutma periyodu sonrasında yaklaşık % 50 azalmıştır. Ayrıca kalıntı kohezyondaki azalmalar da bu şekillerden görülmektedir.

Çizelge 2'de verilen maksimum kohezyon değerleri Coulomb yenilme teorisine göre aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanmıştır. Burada σ_c^* zarfın eksenel gerilme eksenini kestiği noktadaki gerilme değerine, m ise zarfın eğimine karşılık gelmektedir.

Burada;

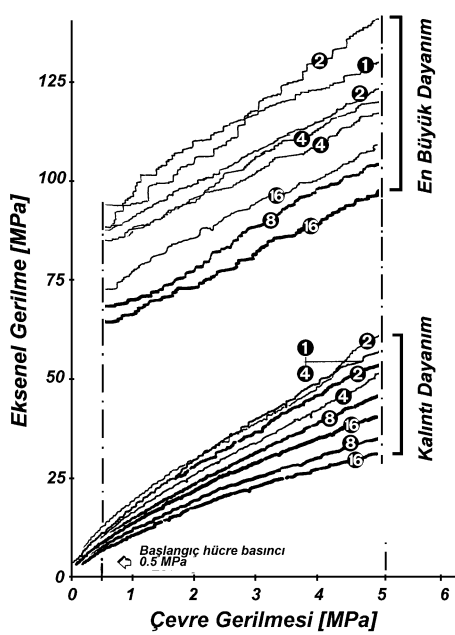
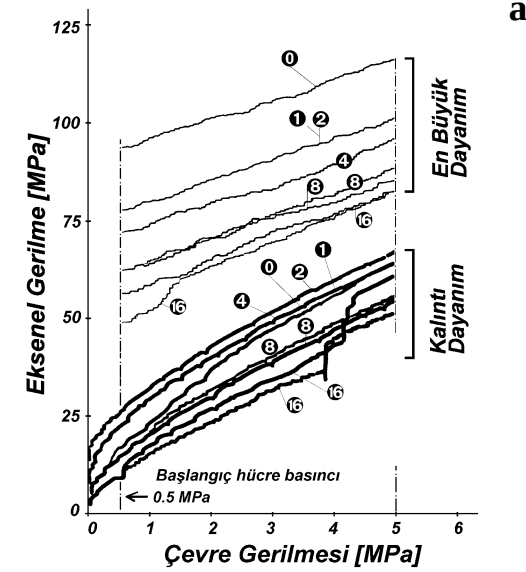
$$c_H = \sigma_c^* \left[\frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \right] \quad (1)$$

$$\phi = \arcsin \left[\frac{m-1}{m+1} \right] \quad (2)$$

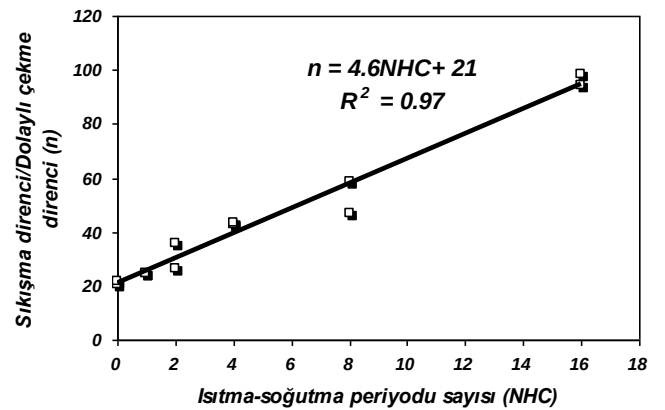
Periyodik ısıtma-soğutma sayısına bağlı olarak örneklerin dolaylı çekme dayanımı, sıkışma dayanımına oranla daha fazla azalmaktadır. Carrara mermerinde bu değer ilk periyod sonunda 4.85 MPa'dan 3 MPa'a azalmaktadır. Kumtaşının çekme dayanımındaki azalma ise, 2-4. cü periyodlar arasında % 44 dür. Çizelge 3 de NHC ye bağlı olarak dolaylı çekme dayanımındaki değişimler Carrara mermeri ve Buchberger kumtaşı için ayrı ayrı verilmiştir. Çizelge 3' den görüldüğü gibi, sıkışma ve çekme dayanımları arasındaki oran NHC' ye bağlı olarak artmaktadır. 16 ısıtma periyodu sonunda, bu oran Carrara mermerinde yaklaşık 100'e ulaşmaktadır.

Çizelge 3 : Sıkışma (σ_c), dolaylı çekme (σ_t) ve basınç ve dolaylı çekme direnci arasındaki oranın ısıtma periyodu sayısı (NHC)' na bağlı değişimi.

NHC	Karrara Mermeri			Buchberger Kumtaşı		
	σ_c [Mpa]	σ_t [Gpa]	σ_c/σ_t	σ_c [Mpa]	σ_t [Gpa]	σ_c/σ_t
0	105,0	4,79	21,92	-	-	-
0	97,2	4,85	20,04	-	-	-
1	70,2	3,03	23,16	96,1	3,8	25,28
1	71,3	2,92	24,41	92,5	3,48	26,58
2	75,0	2,88	26,04	-	4,13	24,21
2	70,5	2,33	30,25	81,0	3,64	22,25
4	65,6	1,52	43,15	63,7	2,37	26,87
4	63,7	1,44	44,23	60,1	2,0	30,05
8	60,0	1,28	46,87	66,8	1,34	49,85
8	58,7	1,01	58,11	53,7	1,32	40,68
16	51,2	0,52	98,46	55,0	1,16	47,41
16	47,1	0,50	94,20	46,2	1,08	42,77



Şekil-7. Isıtma-soğutma periyodu sayısına bağlı maksimum ve kalıcı direnç zarflarındaki değişim, a) Carrara mermeri, b) Buchberger kumtaşı (Daireler içerisine alınan rakamlar ısıtma periyodu sayısını göstermektedir).



Şekil-8. Isıtma-soğutma periyodu sayısına bağlı olarak Carrara mermerinin basınç ve çekme dirençleri arasındaki oranın değişimi.

Şekil 8'de Carrara mermerlerinin çekme direncinin NHC' ye bağlı değişimi verilmiştir. NHC'deki artışa

bağlı olarak, çekme direncinin basınç direncine oranla çok daha fazla azalması, örneklerin tane

sınırlarının termal etki sonucu açıldığını göstermektedir.

4. SONUÇLAR

İki farklı kaya türü üzerinde yapılan mekanik deneylerden, kayanın dayanım parametrelerinin ısıtma-soğutma periyodlarının sayısındaki artışa bağlı olarak azaldığını ortaya koymaktadır. Ancak, çekme dayanımındaki azalma ve yenilme anına kadar oluşan birim deformasyon miktarındaki değişim çok daha belirgindir. Sonuçta, deformasyon miktarındaki artışların önceden gevşetilen tane sınırlarının, deneyler esnasında yüklemeye bağlı olarak, tekrar kapanmasından kaynaklandığı belirlenmiştir. Deney sonuçları birlikte değerlendirildiğinde, çatlak sıklığına bağlı olarak kayanın direncinde önemli azalmaların olduğu anlaşılmıştır. Tane sınırları en fazla örselenen örneklerin davranış eğrilerinden de görüldüğü gibi, çatlaklı kayanın aşırı yüklenmesi durumunda, oturma problemleri ile karşılaşılabilir. Yapılan mekanik deneylerden elde edilen yenilme sonrası davranış eğrilerinden ısıtma-soğutma periyodu sayısından etkilendikleri de diğer bir sonuç olarak ortaya çıkmıştır.

5. KAYNAKLAR

EGGER, P.,(1973), Einfluß der Post-Failure Verhaltens von Fels auf den Tunnelausbau unter besonderer

Berücksichtigung des Ankerausbau, Ins. Bod. Felsmech., Uni., Karlsruhe.

FERRERO, A.M., MARINI, P., (2001), Experimental studies on the Rock Mechanical Behaviour of Two Thermal Cracked Marbles 34 (1), 57-66.

GEROGIANNOPOULOS, N.G.A., (1979), A Critical State Approach to Rock Mechanics, Ph.D Thesis, University of London

KOVARI, K., TİSA, A., ATTİNGER, O., (1983), The Concept of "Continuous Failure State" Triaxial Tests, Rock Mechanics and Rock Engineering, 2, 117-131.

REYLEIGH, LORD., (1934), The Bending of Marble, Proc. Roy. Soc., London, A 144, 266-279.

RIBACCHI, R., (2000), Mechanical Tests on Per-vasively Jointed Rock Materials : Insight into Rock Mass Behaviour, Rock Mechanics and Rock Engineering, 33 (4), 267-284.

ROSENGREEN, K.J., JAEGER, J.C., (1968), The Mechanical Properties of An Interlocked Low-Porosity Aggregate, Geotechnique, 18, 317-326,

MAHMUTOĞLU, Y., VARDAR, M., (1996), Tünel Mühendisliğinde Kayanın Gevşeme Modülünün Araştırılması, Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Ankara.

MAHMUTOĞLU, Y., (1998), Mechanical Behaviour of Cyclically Heated Fine-grained Rocks, Rock Mech. Rock Engng., 31(3), 169-179,

Blok göçertme yönteminin uygulandığı bir diasporit yatağında sonlu elemanlar yöntemi ile gerilme çözümlemesi

Stress analysis of a diasporite ore body for block caving method by finite element method

S. Gürgen & H. Yenice

Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Böl. Bornova/İZMİR

O. Aksoy

Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Böl. Bornova/İZMİR

ÖZET: Bu çalışmada, örnek bir diasporit yatağında, blok göçertme sistemi ile üretim yapılması durumunda oluşacak gerilmeler ve kayacın göçme koşulları incelenmiştir. Gerilme çözümlemesi, madencilik ve jeoteknik çalışmalarda yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Çözümleme sonucunda göçme olayının düşük çevresel basınç altında, büyük çapta çekme gerilmeleri nedeni ile geliştiği belirlenmiştir.

ABSTRACT: In this study, stresses and caving process were investigated for block caving method for a diasporite ore body. Finite element method was used to determine the stresses in block caving operation. It was determined that the rock was broken by tensile stress under low confinement stresses.

1 GİRİŞ

Blok göçertme; üretim yerlerinde kısmi gerilmeleri oluşturan yerçekimi kuvvetlerinden yararlanarak, boyutları belirlenmiş olan cevher bloklarının çatlama, kırılma ve parçalanmalarına neden olmak, parçalanmış cevheri başyukarılarla çekmek esasına dayanan bir yöntemdir. Kaya kütleindeki gerilme durumunun değişmesi kayacın parçalanmasına neden olur. Bu sayede yöntemde delme ve patlatma işlemlerine gereksinim azalır. Bu yöntem, düşük maliyetli, yüksek üretim kapasiteli ve çok emniyetli bir yöntemdir.

Bu çalışmada, örnek bir diasporit yatağında uygulanması düşünülen blok göçertme sisteminin planlanan şekli ile kaya mekaniği açısından emniyetli olup olmadığı sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiş ve sonuçlar irdelenmiştir.

2 ÜRETİM YÖNTEMİ

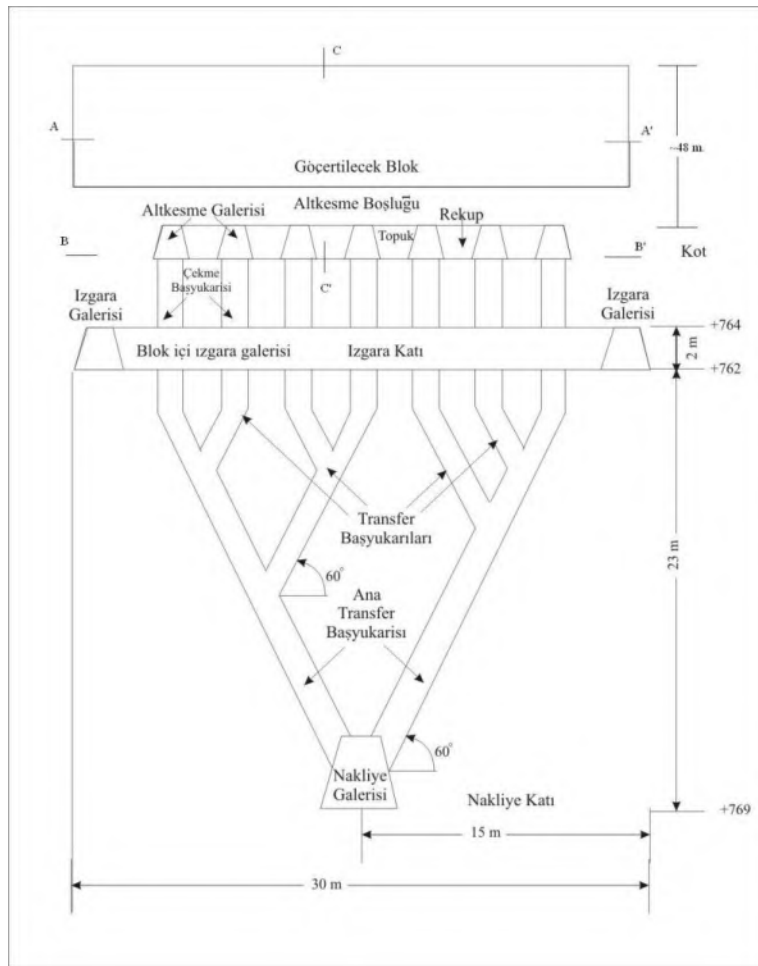
Yatakta uygulanması planlanan yöntem, yukarıda bahsedildiği gibi blok göçertme yöntemidir. Üretim sistemi, Şekil 1'de detayları verilen blokta gösterildiği gibidir. Bütün yatak bu şekilde bloklara ayrılarak üretim yapılmaktadır. Yöntemde göçertilecek blok boyutları 24x30x48 m dir.

Altkesme katı, ızgara katı ve transfer başyukarıları ile ilgili boyutlar Şekil 1'de verilmiştir. Altkesme galerileri 2,5 m², ana ızgara galerileri 6 m², blok içi ızgara galerileri 5 m² kesitinde açılmaktadır. Altkesme katı ile ızgara katı 60° eğimli, 1,5 m² kesitli çekme başyukarıları ile birleştirilmiştir. Izgara katı ile nakliye katını birleştiren ana transfer başyukarıları 60° eğimli ve 2,25 m² kesitindedir.

3 BLOK GÖÇERTME YÖNTEMİNDE KAYAÇ DAVRANIŞI

Kaya kütlesi ile kaya örneğinin basınç altındaki davranışları birbirinden farklıdır. Bbir kaya kütlesi taze bir kaya numunesi olarak düşünülürse, çekme kırılmalarının oluşması oldukça güçtür. Gerçekte, kaya kütlesi içinde var olan kırık ve çatlaklar kayacın çekme dayanımının çok düşük olmasına neden olur. Kaya kütlesi, çekme kuvvetlerine karşı, içinde bulunan süreksizliklerden dolayı direnç gösteremez (Zhang & Tong 1991).

Blok göçertme yönteminde, altkesme katının oluşturulmasından sonra, kaya kütlesi temel olarak düşük çevresel basınç altında çekme gerilmeleri nedeni ile parçalanır. Kayacın parçalanmasındaki



Bir elemandaki toplam gerilme durumu, oluşan deformasyonlar, elastisite matrisi (D) ve birincil gerilmelerden aşağıdaki gibi hesaplanır;

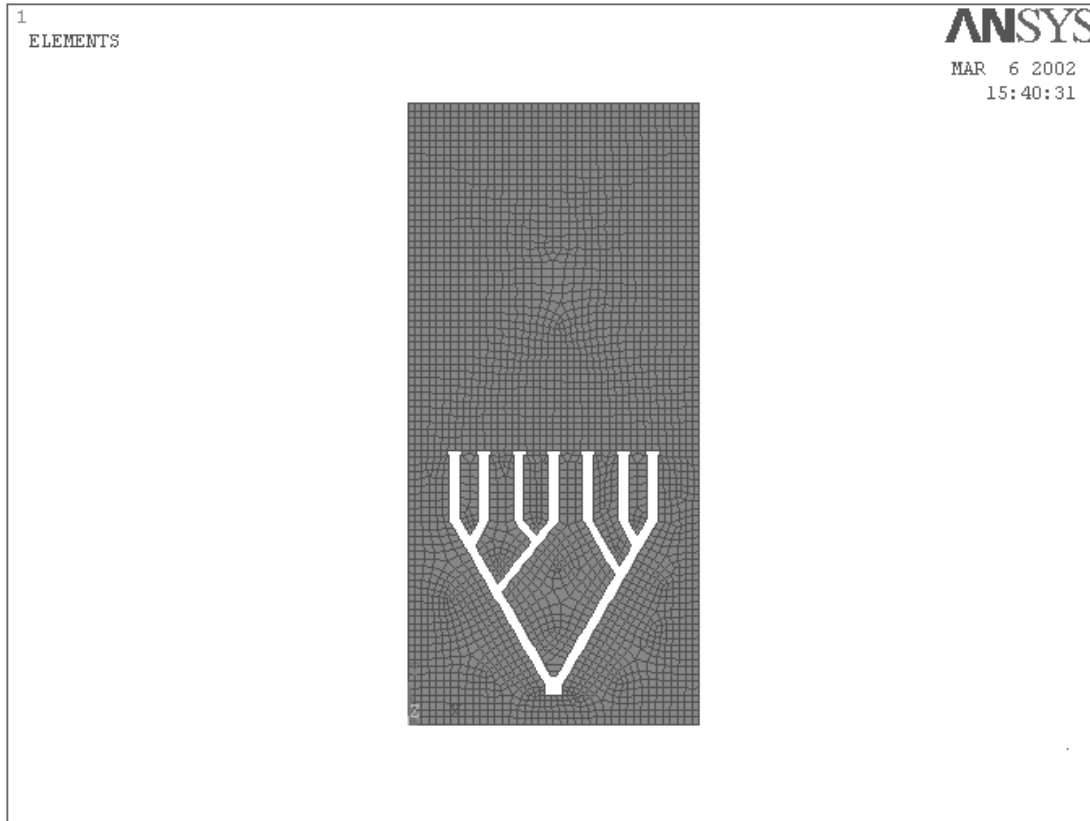
$$\sigma^p = D \epsilon^p + \sigma_0^p \quad (2)$$

Şekil 2’de, çalışmaya konu olan madende uygulanan blok-göçertme yöntemine ait bir kesitten yola çıkılarak oluşturulan iki boyutlu ağa bölünmüş model görülmektedir. Bu modelin meshlenmesinde isotropik-lineer özellik içeren Solid 42 elemanı kullanılmıştır. Ağ boyutları 1 m olarak seçilmiştir. Model, iki bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm göçertilecek olan bloğa ait üst bölüm, ikinci bölüm ise ızgara katı ve galerileri içeren alt bölümdür. Izgara katı üzerinde bulunan altkesme galerilerinin boyutları 1,5x2,0 m ve ızgara katındaki galerilerin

boyutları ise 2x2 m’dir. Transfer başyukarıları ise 1,5 m yüksekliğindedir. Transfer başyukarıları yatayla 60 derecelik açı yapmaktadır. En altta bulunan nakliye galerisinin boyutları ise 2,5x2,5 m’dir. Analizlerde kullanılan malzeme özellikleri Çizelge 1’de verilmektedir.

Çizelge 1. Malzeme özellikleri

Elastisite Modülü (MPa)	300 000
Poisson Oranı	0,30
Yoğunluk (kg/m ³)	3200
Kohezyon (MPa)	26
İçsel Sürtünme Açısı (°)	48



Şekil 2. Modelin sonlu elemanlar ağının görünümü

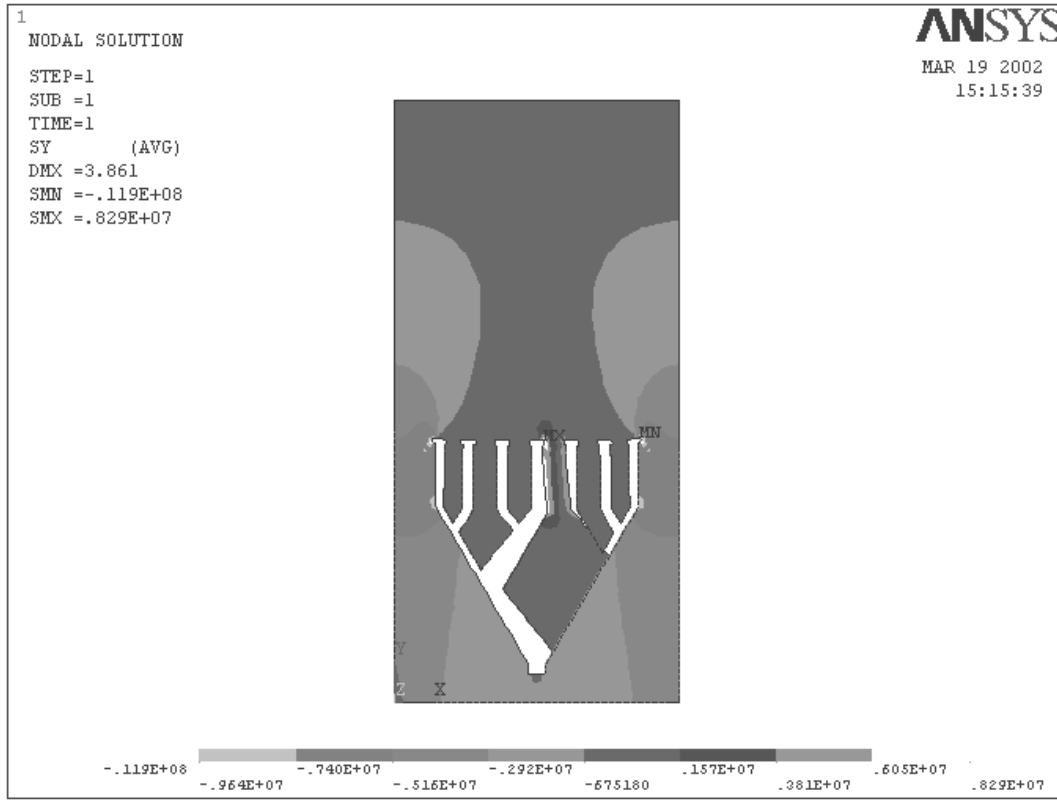
Modellemede yerçekimi ivmesi aşağı yönde 9,81 m/s² olarak girilmiştir. Analizlerde, modellerin sağ ve sol sınırları X-ekseni yönünde hareketsiz, Y-ekseni yönünde serbest iken, en alt bölüm hiçbir yönde hareket etmeyecek şekilde sınırlandırılmıştır. Ayrıca ANSYS’de analizde kullanılan Mohr-Colomb Ölçütünde kayaç plastikliğini tanımlamak için kohezyon ve içsel sürtünme açısı girilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen yatay ve düşey

gerilmeleri gösteren konturlu model sonuçları Şekil 3 ve 4’te verilmektedir.

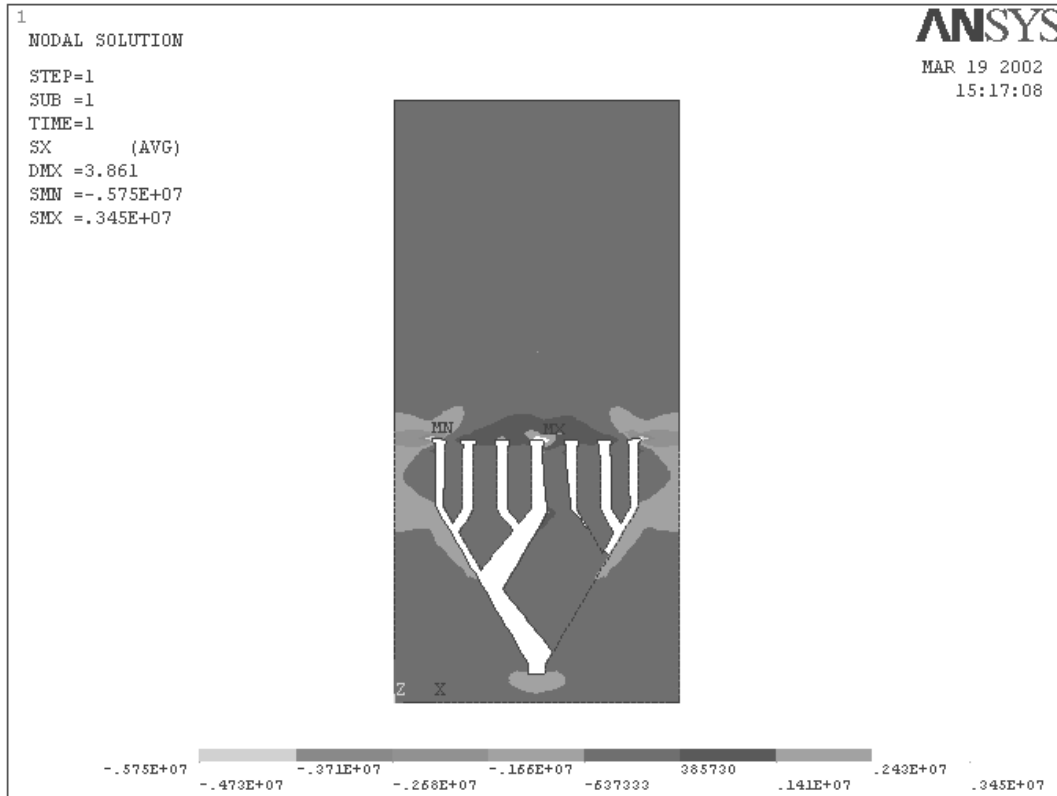
Şekil 3’te görüldüğü üzere hiçbir faaliyetin yapılmadığı durumda (göçertme işlemi yapılmadan önce) bloğun orta bölümlerinde çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Altkesme galerilerinin hemen üstünde oluşan bu çekme gerilmeleri, kayacın çekme dayanımından yüksek olduğu için blok öncelikle çekme gerilmelerine yenilerek göçmeye başlayacaktır. Şekil 6,7 ve 8’de A-A’, B-B’ ve C-C’

hatlarında oluşan düşey gerilmeler verilmektedir. Bloğun yan taraflarında ise basınç gerilmeleri oluşmaktadır. Ancak bu basınç gerilmeleri, kayacın

tek eksenli basınç dayanımından oldukça düşük seviyededir. Bu nedenle basınç gerilmeleri göçme işleminde herhangi bir etkiye sahip değildir.



Şekil 3. Düşey Gerilme Konturları



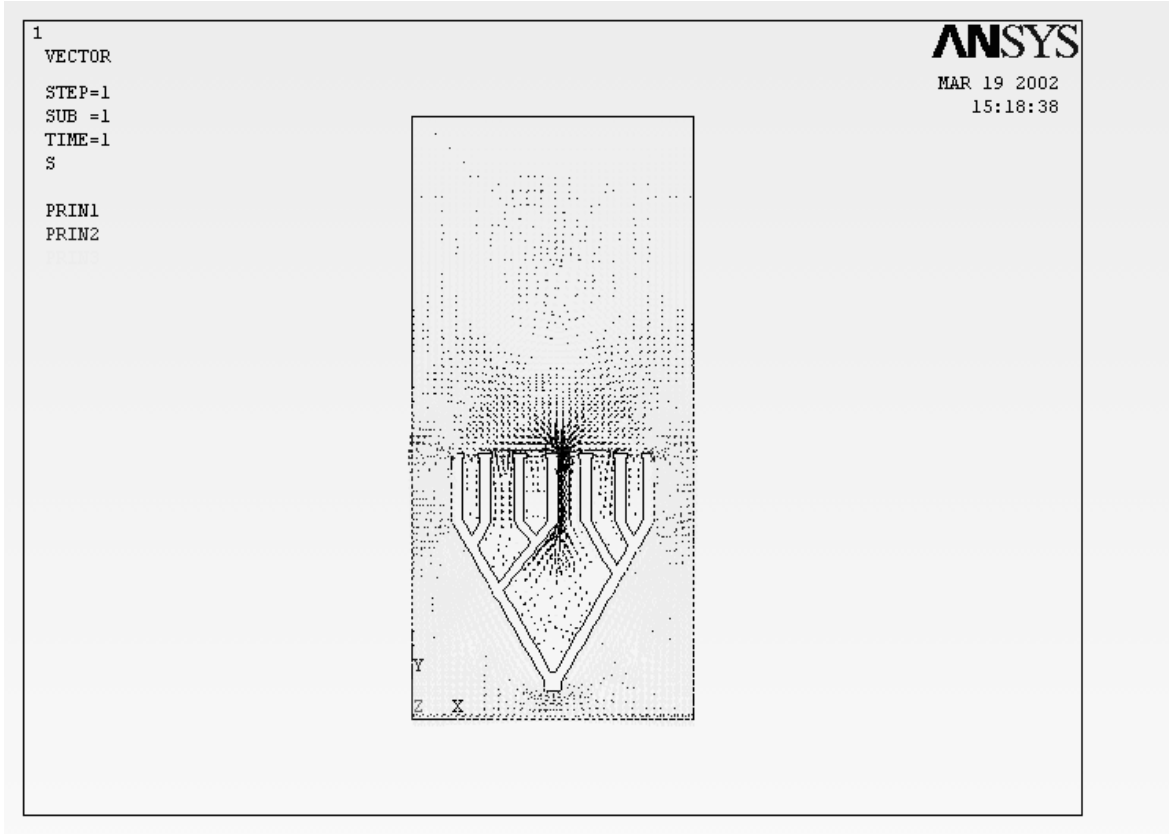
Şekil 4. Yatay Gerilme Konturları

Bloğun orta bölümlerinde oluşan yatay yöndeki düşük çekme gerilmeleri, kohezyonun yenilmesinde önemli rol oynamakta ve bloğun göçme işlemine

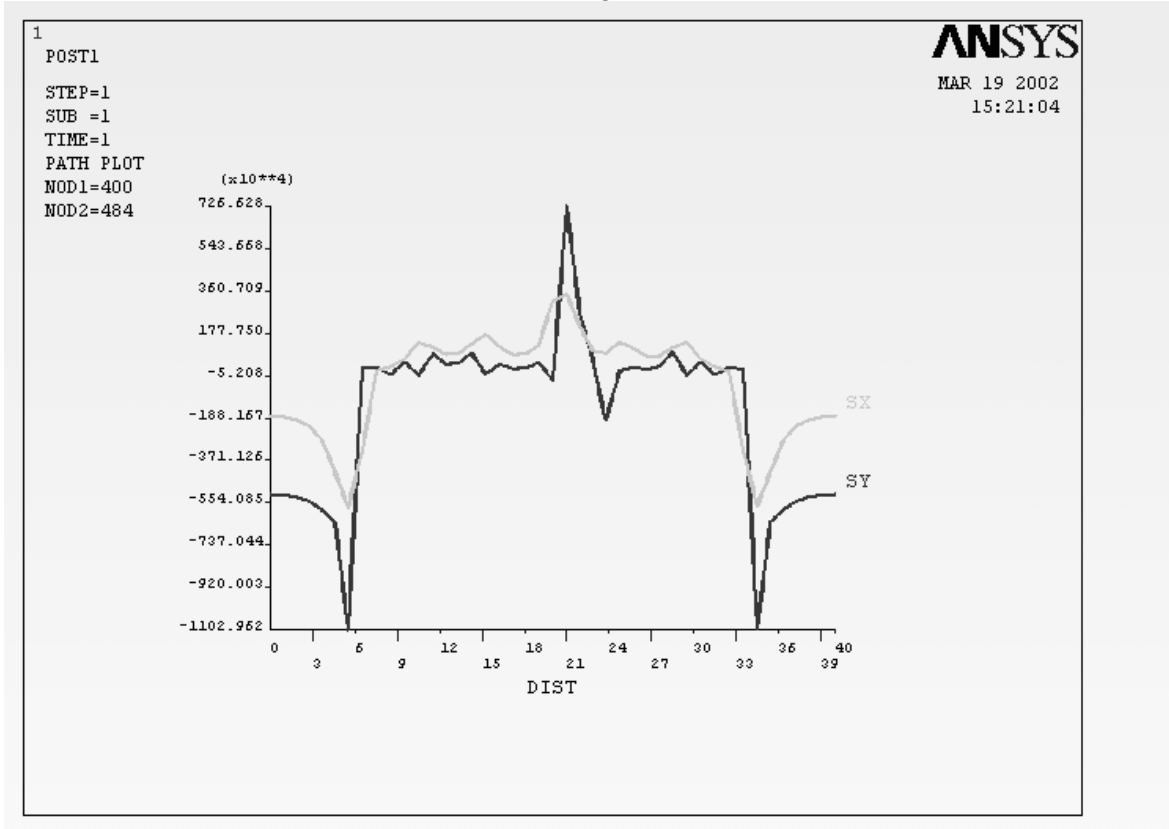
yardımcı olmaktadır. Blok sınırlarında oluşan yatay yöndeki basınç gerilmeleri ise kayacın yenilmesinde hiçbir etkiye sahip değildir.

Şekil 5'te görüldüğü üzere bloğun orta bölümlerinde vektörlerin yoğunlaşması, bloktaki

göçme işleminin bu bölümden başlayacağını göstermektedir.



Şekil 5. Normal gerilme vektörleri

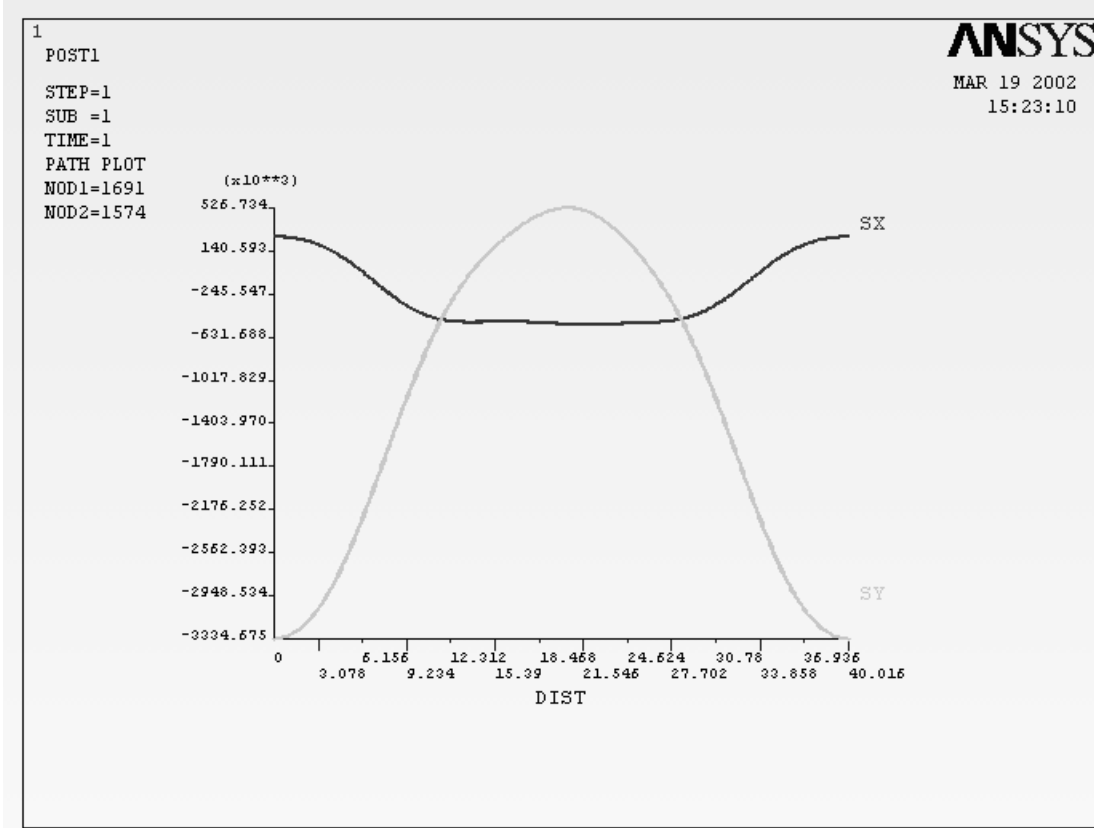


Şekil 6. A-A' hattında oluşan gerilme değerleri

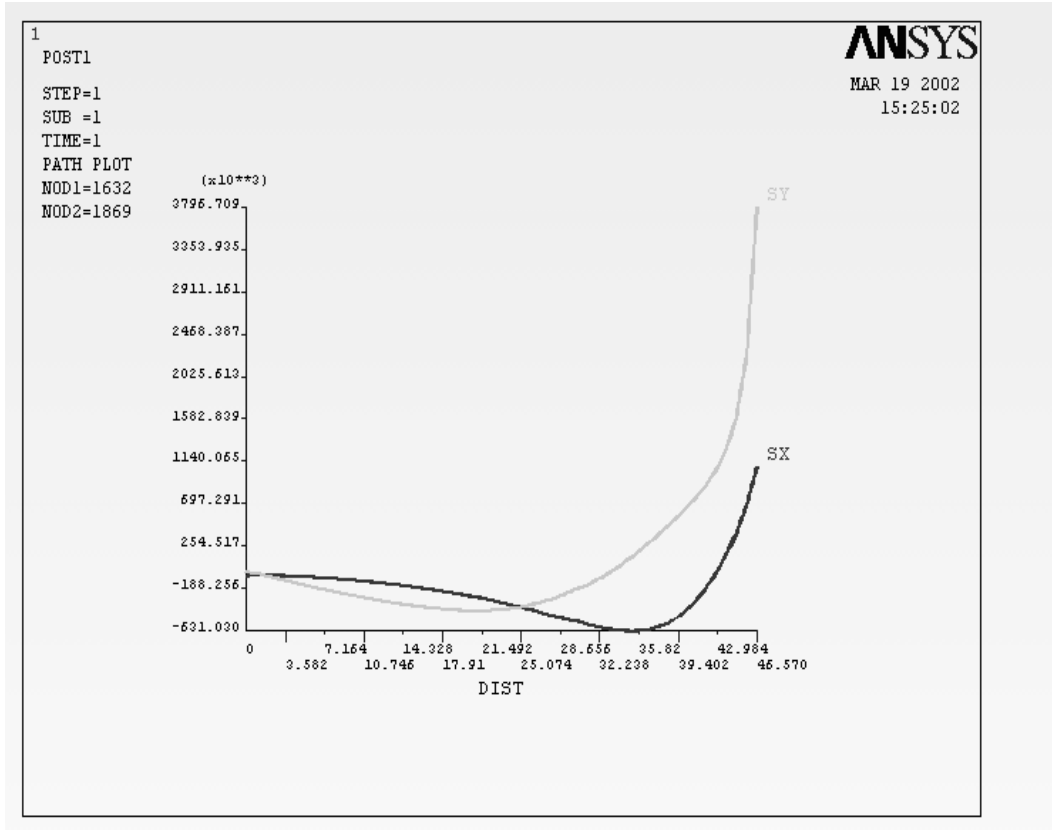
Altkesme katının 4 m üzerindeki A-A' hattında oluşan gerilmelere bakıldığında, bloğun orta bölümlerinde oluşan düşey yöndeki çekme

gerilmeleri ile yatay yöndeki çekme gerilmeleri arasındaki fark kayacın kırılmasını kolaylaştıracaktır. Düşey çekme gerilmelerinin

maksimum değeri 7,27 MPa iken, yatay yönde MPa olarak belirlenmiştir. oluşan çekme gerilmelerinin maksimum değeri 2,61



Şekil 7. B-B' hattında oluşan gerilme durumu



Şekil 8. C-C' hattında oluşan gerilme durumu

B-B' hattında oluşan gerilme durumuna bakıldığında ise, bloğun orta bölümlerinde yatay yönde basınç gerilmeleri oluşurken, düşey yönde çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Orta bölümde oluşan maksimum düşey çekme gerilmesi 0,53 MPa iken,

Maksimum yatay basınç gerilmesi 0,52 MPa olarak belirlenmiştir (Şekil 7).

Yukarıdan aşağı doğru alınan C-C' hattı boyunca yatay ve düşey gerilme değerlerine bakıldığında,

bloğun orta kısmında ve altkesme galerilerinin hemen üstünde oluşan düşey yöndeki çekme gerilmeleri ile yatay yöndeki çekme gerilmeleri arasında yaklaşık 2,5 MPa'lık bir fark belirlenmiştir. Kayaç, yapısı itibariyle çok sık aralıklarla çatlaklara sahip olduğu için göçme işlemi çekme dayanımının aşılmasıyla gerçekleşecektir. Kayacın çekme dayanımının 2,5 MPa olduğu düşünülürse göçme işlemi alt kesme galerilerinin hemen üstünden başlayarak yukarılara doğru yayılacaktır.

KAYNAKLAR

Bell, F.G., 1994, Engineering in Rock Mass, Oxford

Gürgen, S., 1986, *Blok Göçertme Sisteminin Etüdü ve Etibank Milas Boksit İşletmesi Göbekdağ Diasporit Yatağında Uygulanabilirliğinin Araştırılması*, Doktora Tezi. D.E.Ü.Müh. Fak. Maden Müh. Böl. İzmir

Mahtab, M.A. Dixon, J.D., 1976, *Influence of rock Fractures and block geometry and block boundary weakining on cavibility*, Trans., SME-AIME, 260(1), 6-12

Swaigood, J.R., McMahon, B.K., West, L.J., 1972, *Rock Mechanics in the Planning and Control of Block Caving*, Joint Meeting MMIJ-AIME, Tokyo

Zhang, S., Tong, G., 1991, *Influence of Block Weakening on the Caving process*, Mining Science and Technology, 13, 157-166

Eğilme sonucu oluşan süreksizliklerin yüzey pürüzlülüğü

Surface roughness of discontinuities formed due to bending stresses

M.K. Gökay

Selçuk Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Konya

ÖZET: Çok farklı nedenlerden dolayı katı maddeler çatlayıp kırılarak daha küçük parçalara ayrılmaktadır. Kayaçları faylanmaya veya daha küçük boyutta kırılmaya iten gerilmelerin nedeni tektonik orijinli veya açılan mühendislik kazısı (galeri, şev, baraj-inşaat temeli v.s.) sonucu oluşan ikincil gerilmeler olabilir. Kayaçalarda bu bölünmeler genellikle kayaçların masif kısımlarını birbirinden ayıran süreksizliklerle olmaktadır. Süreksizlik yüzeyinin pürüzlülük durumu, mekanik açıdan o kayacın davranışını etkilemektedir. Buradan yola çıkılarak süreksizlik yüzeylerinin incelenmesi ve pürüzlülüklerinin haritalanması, süreksizlik yüzeylerindeki farklılaşmayı belirleyeceğinden, bu çalışma kapsamında geriye dönük analizler yapılarak bu farklılaşmaların nedenleri araştırılmıştır. Süreksizlik yüzey alanındaki farklılaşmaların nedeni kayaç cinsiyle ilgilendirilirken, kayaç içindeki mikro çatlaklar veya yapısal kusurların, ortaya çıkan süreksizlik pürüzlülüğünün büyüklüğünde daha belirleyici oldukları görülmüştür. Araştırma kapsamında çoğunluğu homojen kaya numuneleri üzerinde eğilme deneyleri yapılmış, oluşan basma ve çekme bölgelerine bağlı olarak gelişen pürüzlülüklerdeki farklılaşmalar belirlenmiştir.

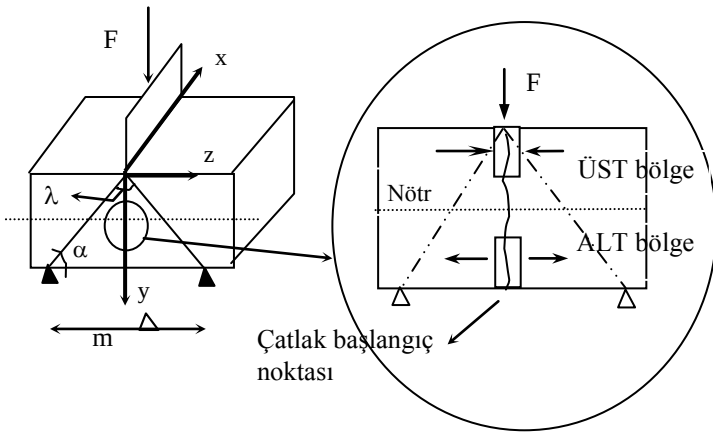
ABSTRACT: Due to many reasons solid materials are broken into small pieces. Rocks are fractured into small pieces due to tectonic forces or stress created by engineered excavations (galleries, open slopes, dams, foundation, etc). Discontinuities separate the massive parts of the rock masses and their roughness characteristics are important in rock engineering design. Sliding of the rock blocks with respect to each others are controlled by the roughness characteristics. Therefore mapping of the discontinuity roughness gives necessary information about the degree of the irregularities and related discontinuity surface differences. In this research, fresh discontinuity surfaces which had been obtained by bending test of mostly homogeneous rocks were analysed and their roughness were measured and classified according to tested rock types. It has been observed that pre-existing micro-fractures and structural features were more influencing on the final discontinuity surface than the other factors. The roughness differences at compression and tension zone of the crack surface created by bending test were also determined from the measured surface roughness data.

1. GİRİŞ

Süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün bağlı olduğu faktörler sıralanırsa bunların iki ana bölümde toplandıkları görülecektir. Birincisi kayacın yapısıyla ilgili özelliklerdir. Kayacın türü, kristal yapısı, kimyasal içeriği kırılmada ortaya çıkacak çatlakların nasıl olacağını doğrudan etkileyecektir. İkinci grup etmenler kayacın çatlamasına ve küçük parçalara bölünmesine neden olan dış ve iç gerilme etkileridir. Kayacı etkileyen çekme, basma ve kesme (makaslama) gerilmelerinin, kayaç parçalanma yüzeylerinde farklı pürüzlülük seviyelerine neden olması beklenen bir sonuçtur.

Bu farklılaşmaları ortaya çıkarmak amacıyla seçilen mermer, traverten, dasit ve granit numuneleri eğilme gerilmesiyle kırılmış ve oluşan yüzey pürüzlülüklerinin haritası çıkarılmıştır. Daha sonraki işlemlerde bu yüzeylerin birbirlerine göre farklılıkları elde bulunan x,y,z koordinat noktalarına göre ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Doğal ortamda büyük boyutlarda masif bir kaya kütlelerini bulmak çok zor olduğuna göre kayaçların yerdeğiştirmesi söz konusu olunca hareketlenmenin kayaç içindeki süreksizlikler boyunca oluşması olağan bir beklentidir. Süreksizlikler arası masif kısımların kırılmaya ve var olan süreksizliklerin bölünmeye zorlanmasının nedeni yerkabuğundaki plaka

hareketleri ve yerçekimi olduğu için, büyük ölçekte bu fay kırılmaları (tektonik hareketler), küçük ölçekte galeri ve şev etrafındaki kaymalar şeklinde kendisini gösterecektir. Yerkabuğunda var olan süreksizlik yüzeylerinin birbirlerine göre hareket etmesi, bunlar arasındaki sürtünme direncinin ve yapışkanlığın (kohezyon) yenilmesiyle olacaktır. Bu konu Mohr tarafından; $\tau = C + \sigma \cdot \tan(\phi + i)$ eşitliğiyle açıklanmaktadır. Kaymanın oluşmasında etkili olan etkenler, değişkenler arasında yer alan süreksizlik pürüzlülüğü gelme açısı (i) sürtünme açısına eklendiği için direkt olarak kaymaya olan direnci artırıcı rol oynamaktadır. Bu nedenle i açısının büyüklüğünü ve kayaçlarda farklılaşmasının nedenlerini araştırmak önemlidir. Bu konudaki araştırma, bu çalışma kapsamında eğilme deneyleri sonucu ortaya çıkan süreksizlikler üzerinde yapılmıştır. Eğilme dayanımı deney numuneleri üzerinde gelişen iç gerilmeler incelenirse Şekil 1'deki gibi iki farklı bölgenin varlığı görülecektir. Eğilme deneyi sonucu elde edilen süreksizlik yüzeyleri incelenirse, bu zonların varlığı ve pürüzlülük seviyesini etkileyip etkilemediklerine karar vermek daha kolay olacaktır.

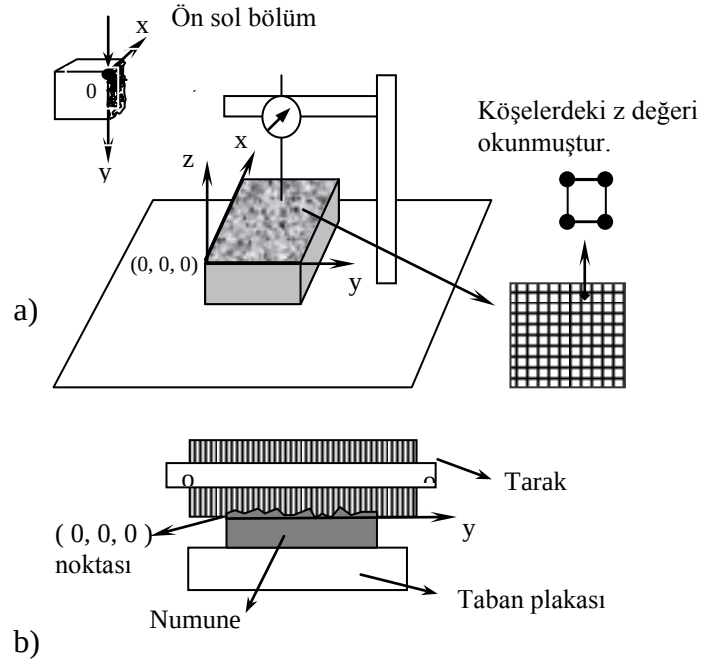


Şekil 1. Eğilmeye zorlanan bir malzeme içinde (metal, kaya, beton) gelişen basma ve çekme gerilmelerinin sıfır eksenine göre konumları.

Sıfır eksenini düşünüldüğünde eğilme deneylerinde numunelerin alt bölgesinde çekme gerilmesi üst bölgede de basma gerilmesi etkilidir. Öyleyse üzerinde deney yapılan numunelerin alt bölgesinde çekme dayanımının yenilmesiyle oluşan kopmalar olacağından bu bölgede bulunan süreksizliklerin pürüzlülük gelme açıları hiç bozulmadan kalacaklardır. Bunun yanında üst bölgede kayaç basma dayanımının yenilmesiyle oluşan pürüzlülükler bir miktar makaslamaya uğradıkları için, bunların gelme açılarının çekme zonunda oluşana göre biraz farklı (daha küçük) olacağı beklenilmektedir.

2. PÜRÜZLÜLÜK YÜZEYLERİNİN HARİTALANMASI

Eğilme deneyi numuneleri farklı mermer, traverten, dasit, granit örneklerinden hazırlanmıştır. 10x10x20cm ve 5x10x20cm boyutundaki 24 deney numunesi Selçuk Üniversitesi Makina Mühendisliği Bölümü, Mekanik Laboratuvarında eğilme deneyi yapılarak kırılmıştır. Bu deney sonuçları Çizelge 1'de verilmektedir. Daha sonra kırılan numunelerin kırılma yüzeylerindeki pürüzlülüklerin ölçümü aynı üniversitenin Maden Müh. Bölümü Laboratuvarlarında yapılmıştır (Şekil 2). Bu işlemler sırasında öncelikle elde edilen yüzeylerin eğilme kuvvetine göre konumları belirlenmiş ve kayaçlar üzerinde seçilen koordinat sisteminin başlangıç noktası işaretlenmiştir (Şekil 1 ve 2). Eğilme kuvvetiyle ikiye ayrılan deney numunelerinin hidrolik prese yerleştirilme konumlarına göre solda kalan parçalarının yüzey pürüzlülükleri ölçülmüştür. Deneyde kullanılan numunelerin gevrek kayaçlar olması, deney sırasında bunların ani kırılmalarına neden olmuştur, kırılan numunelerin yüzeyinde ezilme bölgesine rastlanılmamıştır. Numune yüzeylerinden kopan bir parça olmadığı için oluşan süreksizliklerin sol ve sağ taraflarının birbirlerini tamamlar nitelikte olduğu görülmüştür. Bu nedenle ölçümler süreksizliğin bir tarafında yapılmış, diğer tarafın pürüzlülük yükseltilerinin, ölçülen tarafın zıttı olduğu var sayılmıştır.



Şekil 2. Eğilme deneyinden elde edilen yüzeyin ölçüm sehpasına yerleştirilmesi ve z koordinat değerlerinin mikrometreyle (a) ve süreksizlik tarağıyla (b) bulunması.

Çizelge 1. Eğilme deneyi sonuçları.

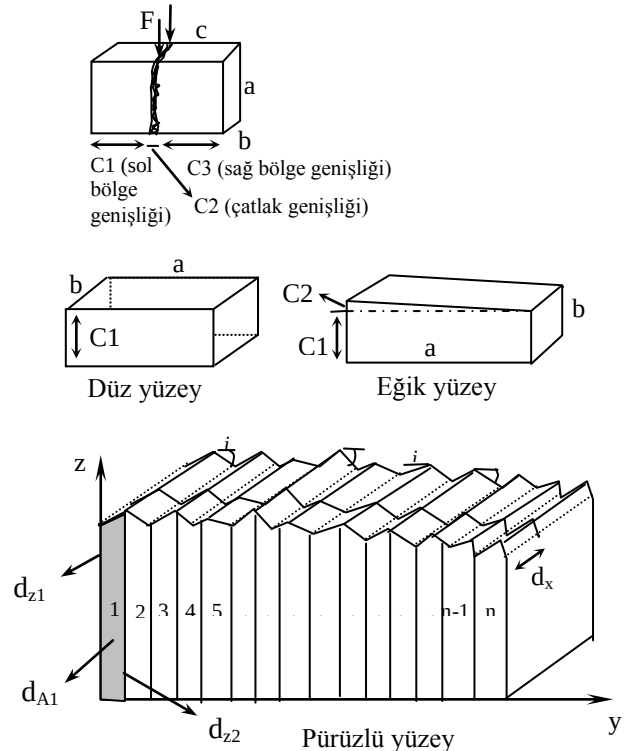
Numune ismi	Numune Kodu	Boy (cm)	En (cm)	Kalınlık (cm)	m (cm)	α (der.)	γ (der.)	F (N)	Eğilme dayanımı (MPa)
Muğla beyaz mermer-1	A	18,0	10,0	10,0	14,0	70	90	100000	21,000
Muğla beyaz mermer-2	I	10,0	6,0	6,0	6,0	30	85	23000	9,583
Muğla beyaz mermer-3	M	10,0	4,0	4,0	6,0	50	90	16000	22,500
Muğla beyaz mermer-4	M2	15,0	10,0	10,0	11,0	44	85	125000	20,625
Muğla beyaz mermer-5	Y1	10,0	6,0	3,7	6,0	50	78	10000	12,783
Muğla beyaz mermer-6	Y2	10,0	6,0	6,0	6,1	63	53	40000	16,666
Konya beyaz traverten-1	J	10,0	6,0	6,0	6,0	36	90	23050	9,792
Konya beyaz traverten-2	K	6,0	6,0	6,0	2,0	22	101	20050	2,847
Konya beyaz traverten-3	Y6	10,0	6,0	6,0	6,1	63	53	60000	25,417
Sarımsı traverten	F	10,0	10,0	5,0	6,0	42	90	17050	6,300
Dasit (mavimsi)-1	C	10,0	10,0	8,0	6,0	34	90	11000	1,547
Dasit (mavimsi)-2	G	10,0	8,0	5,5	6,0	30	70	24000	8,925
Dasit (mavimsi)-3	Y3	17,0	8,3	5,6	8,5	52	74	23000	11,266
Dasit (mavimsi)-4	Y4	10,0	8,3	5,9	6,2	62	55	18500	5,955
Yeşilimsi mermer	Y7	9,5	5,0	2,8	5,3	46	87	2500	5,070
Sivas traverten-1	H	10,0	6,0	5,0	6,0	40	80	21000	12,600
Sivas traverten-2	P	25,0	7,5	5,0	15,0	94	90	9000	10,800
Eskişehir süpren	B	10,0	10,0	8,0	6,0	58	66	51000	7,171
Muğla siyah mermer	D	10,0	9,0	5,0	6,0	34	88	20050	8,200
Elazığ vişne-1	E	10,0	9,0	5,0	6,0	36	90	18000	7,200
Elazığ vişne-2	N	9,0	5,0	5,0	5,0	36	90	13050	8,100
Hazar pembe	L	6,0	6,0	6,0	2,0	18	68	32050	4,514
Granit-1	O	8,0	7,5	5,0	4,0	30	60	22000	7,040
Granit-2	Y5	9,8	6,7	4,9	5,8	59	61	10500	5,679

Süreksizlik yüzeylerindeki pürüzlülüğün koordinatlarını elde etmek için farklı yöntemler kullanılabilir. Bunlar kullanılan teknik veya gereçlere göre farklı isimlerle anılmaktadır, komparatör (mikrometre), süreksizlik tarağı, fotografik gölgeleme, lazer ve elektrikli potansiyometreler bu ölçüm yöntemleri arasındadır (ISRM, 1981; Dighth&Chiu, 1981; Ayday & Göktan, 1990; Ünal, 2000). Bu araştırma sırasında örneklerin yüzey pürüzlülüğü mikrometre ve süreksizlik tarağı (Şekil 2) kullanılarak belirlenmiştir. Bu iki yöntemin detaylı karşılaştırmaları ölçümlerde kaydedilen koordinatların MS-Excel programı kullanılarak çizilen 2 ve 3 boyutlu grafiklerinin incelenmesiyle yapılmıştır. İncelemelerde ortaya çıkan farklılıklar Aktaş (2000) tarafından belirlenmiş ve rapor edilmiştir.

3. PÜRÜZLÜLÜK ÖLÇÜMLERİNİN ALAN VE HACİM AÇISINDAN İNCELENMESİ

Eğilme deneyi sonucunda elde edilen süreksizlik yüzey pürüzlülüklerinin 3-boyutlu grafikleri incelendiğinde pürüzlü yüzeylerde sürtünmeyi artıran yüzey alanının fazlaştığı gözlenmiştir. Buradan yola çıkılarak pürüzlülük yüzey alanı ve bu alana bağlı olarak ölçümü yapılan numunelerin blok hacminin hesaplanması bitirilmiştir. Bu aşamada orijinal eğilme deney numunesi ve ortaya çıkan yüzey pürüzlülüğü dikkate alınırsa orijinal numune üzerinde oluşan üç ayrı bölgeden söz edebiliriz, (Şekil 3). Deney numunesinin orijinal hacmi ($V_t=a.b.c$), numunenin eğilme kuvvetiyle kırıldıktan

sonra ortaya çıkan parçalarının (sağ, sol ve ara blokların) hacimleri toplamına eşittir. Bu aşamada Şekil 3'de görüldüğü gibi blokların sabit kısımlarının hacimlerini belirlemek kolay olmakla birlikte (sağdaki hacim = $a.b.C_3$, soldaki hacim = $a.b.C_1$), çatlak zonunda ortaya çıkan pürüzlülüklerin sakladığı hacmin (sol blokta: C_2 ve sağ blokta: C_2' değerleri) bulunmasında dikkatli olunmalıdır. Sol ve sağ bloklarda bulunan pürüzlülük zonu hacim



Şekil 3. Pürüzlülük yüzey alanının bölümleri.

değerleri birbirine eşit olmalıdır. Bir başka deyişle bu zondaki katı kısmın hacmi $a.b.C_2$ veya $a.b.C_2'$ formüllerinin birisi kullanılarak bulunabilir, C_2 değeri sol tarafta kalan pürüzlülük yüzeyinde bulunan en büyük z koordinat değerinden, en küçük z değerinin çıkarılmasıyla bulunacaktır. $C_2 = z_{maks.} - z_{min.}$. Bu değerlerin incelenmesinde $z_{maks.}$ değeri C_2' hesaplamasında sağdaki blokta $z_{min.}$ değerine; sol blokta $z_{min.}$ değeri de sağ taraftaki $z_{maks.}$ değeriyle eşleşmekte olduğu unutulmamalıdır.

Sonuç olarak; $V_t = a.b.c$ veya $V_t = (a.b.C_1) + (a.b.C_2) + (a.b.C_3)$ olacaktır. Bir başka önemli hususta deney sırasında süreksizlik pürüzlülüğü tepe ($z_{maks.}$) ve en çukur ($z_{min.}$) değerlerini etkileyen, bunların değişmesine neden olan pürüzlülük ezilmesi ve kopması gibi ek fiziksel olayların varlığıdır. Bu kopmalar deney sırasında veya numune kırılırken etrafa küçük numune parçacıkları veya tozlarının yayılmasından da anlaşılabilir. Bu kopmalar ve ezilmelerin belirtisi olan tozların deney sehpasına akması, kırılma sırasında oluşan pürüzlü yüzeylerdeki fiziksel kuvvet etkileşiminin bir sonucudur. Aslında ortamda çatlağın oluşmasından sonra makaslama gerilmesinin etkisi varsa yukarıda verilen $z_{maks.}$ değerinin (pürüzlülüklerin tepe noktası) makaslanmış olmasının beklenilmesi hata olmayacaktır. Ama sadece doğrudan çekme etkisi varsa ve herhangi bir kayaç dökülmesi oluşmamışsa C_2 değeri formüllerde belirtilen kuramsal değerle aynı olacaktır. Pürüzlülük açısından incelendiği zaman süreksizlik yüzeyinde oluşan pürüzlülük alanı ne kadar fazla olursa, daha sonra etki altında kalabileceği doğrudan bir kesme kuvvetine o kadar fazla dayanabilecektir. Çünkü sürtünme direnci sürtünme alanının büyüklüğüyle doğru orantılı olarak artar (ISRM, 1981). Bu nedenle eğilme kuvvetiyle oluşturulan süreksizliklerin yüzey alanlarının bulunması ve birbirleriyle karşılaştırılması amaçlanmış ve aşağıdaki yaklaşımlardan yararlanılmıştır. Şekil 3'de görüldüğü gibi yüzey düz ve eğik olarak hiç pürüzlülük vermeden kırılacağı gibi eğimli-düz, dalgalı veya basamaklı olarak da kırılabilir. Pürüzlülüklerin birbirleri arasındaki göreceli bu farklılıkları Barton ve Choubey (1977) tarafından derecelendirilmiş daha sonra bunlar Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği tarafından (ISRM, 1978) standartlaştırılmıştır. Bu standart sınıflara göre üzerinde çalışılan deney numunelerinin yüzey pürüzlülük sınıfları Çizelge 2'de verilmektedir. Deney numunesi olarak seçilen kayaçlarda pürüzlülük yüzeyleri incelendiğinde genel olarak santimetre ölçeğinde (küçük ölçekte) bu yüzeylerin pürüzlü oldukları söylenebilir. Böyle bir durumda yüzey alanının bulunması sırasında kesit

farklılığından yola çıkarak Şekil 3'deki gibi üç boyutlu yüzey alanı hesaplama yoluna gidilmiştir. Burada yüzey d_x ve d_y boyutlarında farklılaştırılmış bölümlere ayrılmış daha sonra bunların birleştirilmesi yapılmıştır. Hesaplamalar özetlenirse;

i) Düz süreksizlik yüzeyleri;

İki boyutlu kesit alanı (A_k) = $a.C_1$ veya $A_k = a.C_3$

İz düşüm alan (A_i) = $a.b$

Yüzey alanı (üç boyutlu) (A_y) = $a.b$

Yüzey alanı artışı ($A_{artı} = A_y - A_i = a.b - a.b = 0$)

Yüzey alanı artış oranı ($A_{ao} = (100.A_{artı})/A_i = 0$)

Temel hacimler, $V_1 = a.b.C_1$, $V_2 = 0$, $V_3 = V_T - V_1$

ii) Eğimli fakat yüzeyi düz süreksizlik yüzeyleri;

İki boyutlu kesit alanı (A_k) = $(a.C_1) + a.C_2/2$ veya

$A_k = (a.C_3) + a.C_3/2$

İz düşüm alan (A_i) = $a.b$

Yüzey alanı (üç boyutlu) (A_y) = $b.[a/\sin(\tan^{-1}(a/C_2))]$

Yüzey alanı artışı ($A_{artı} = A_y - A_i$)

Yüzey alanı artış oranı ($A_{ao} = (100.A_{artı})/A_i$)

Temel hacimler, $V_1 = a.b.C_1$,

$V_2 = (a.b.C_1) + [(a.C_2/2).b]$, $V_3 = V_T - V_1$

iii) Pürüzlü süreksizlik yüzeyleri;

İki boyutlu kesit alanı (A_k) =

a) dz boyutuna bölünmüş x koordinatına göre belirlenen d_z değerlerinin ortalaması alınarak bulunan kesit alan, (her birim x uzunluk aralığı için), $A_{kyi} = dA_{k1} + dA_{k2} + \dots + dA_{ki}$ burada;

$$dA_{k1} = [(d_{z1} + d_{z2})/2].d_{x1}$$

$$dA_{k2} = [(d_{z2} + d_{z3})/2].d_{x2}$$

.....

$$dA_{ki} = [(d_{zi} + d_{z(i+1)})/2].d_{xi}$$

b) d_{z1} ve d_{z2} arasındaki bağlantı yüzeyinin doğrusal olduğu kabulüne dayanan ve buna göre hesaplanan kesit alan, (her birim x uzunluk aralığı için),

$$A_{kyi} = dA_{k1} + dA_{k2} + \dots + dA_{ki}$$

burada;

$$dA_{k1} = (d_{z1}.d_{x1}) + [((d_{z2} - d_{z1})/2).d_{x1}]/2$$

$$dA_{k2} = (d_{z2}.d_{x2}) + [((d_{z3} - d_{z2})/2).d_{x2}]/2$$

.....

$$dA_{ki} = (d_{zi}.d_{xi}) + [((d_{z(i+1)} - d_{zi})/2).d_{xi}]/2$$

olacaktır.

İz düşüm alan (d_{yi} uzunluğunda) (A_{iy}) = $a.d_{yi}$

İz düşüm alan (toplam) (A_i) = $a.b$

Yüzey alanı (üç boyutlu) (d_{yi} uzunluğunda) (A_y) =

Üçüncü boyut olan y koordinatı boyunca alınan birim y değeri (d_y) üzerindeki yüzey alanı;

$$A_{y1} = dA_{y1} + dA_{y2} + \dots + dA_{yi}$$

Burada;

$$dA_{y1} = d_{y1}.[d_{x1}/\sin[\tan^{-1}(d_{x1}/(d_{z2} - d_{z1}))]]$$

$$dA_{y2} = d_{y1}.[d_{x2}/\sin[\tan^{-1}(d_{x2}/(d_{z3} - d_{z2}))]]$$

.....

$$dA_{yi} = d_{y1}.[d_{xi}/\sin[\tan^{-1}(d_{xi}/(d_{z(i+1)} - d_{zi}))]]$$

Yüzey alanı (üç boyutlu) (toplam)

$$(A_y) = A_{y1} + A_{y2} + \dots + A_{yi}$$

$$\text{Yüzey alanı artışı } (A_{artı}) = A_y - A_i$$

$$\text{Yüzey alanı artış oranı } (A_{ao}) = (100 \cdot A_{artı}) / A_i$$

Temel hacimler;

d_{y1} kalınlığındaki kesitin hacmi bulunduğundan sonra bu işlemler diğer d_{yi} kalınlıklar için tekrarlanır. Kesit alanlarının d_y kalınlıklarla çarpımı herbir birim kesit plakasının hacmini verecektir. En sonunda bulunan hacimler birbirleriyle toplanarak 3-boyutlu model hacim bulunur.

$$d_{y1} \text{ kesiti için } dV_{y1} = dA_{ky1} \cdot d_{y1}$$

$$d_{y2} \text{ kesiti için } dV_{y2} = dA_{ky2} \cdot d_{y2}$$

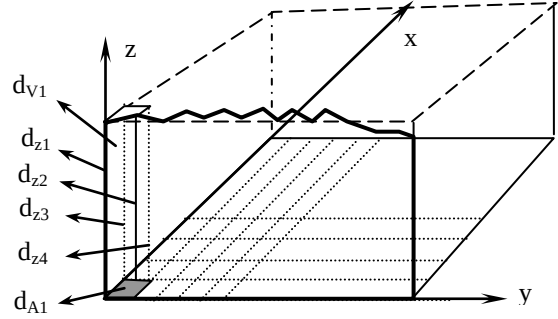
.....

$$d_{yi} \text{ kesiti için } dV_{yi} = dA_{kyi} \cdot d_{yi}$$

(1.yönteme göre),

$$\text{Temel hacim (Toplam)} = dV_{y1} + dV_{y2} + \dots + dV_{yi}$$

Pürüzlülük etkisinin ve farklı yöntemlerle bulunan hacim değerleri Çizelge 3'de özetlenmekte-dir. Bu çizelgede numunelerin farklılaştırılmış yüzey alanlarının iz düşüm alandan farklılıkları incelendiğinde, bu değerlerin yüzeyi pürüzlü olarak gözlenen numuneler için göreceli olarak fazla çıktığı gözlenmiştir.



Şekil 4. Temel birim hacim hesaplamasında 4 nokta ortalaması yöntemi.

Bu aşamada temel hacim hesaplamasına ek bir yaklaşım daha getirilebilir. Şekil 4'de gösterildiği gibi temel hacim bloğunun yüzeyi x-y koordinatları boyunca birim uzunluklarda bölümlere ayrılır. Bu araştırmada bu uzunluk 5mm olarak alınmış ve yüzey 5x5mm lik karelere bölünmüştür. Pürüzlü yüzey z koordinatları bu birim karelerin köşe noktalarına gelen x-y koordinatları için ayrı ayrı ölçüldüğü için Şekil 4'deki birim prizmatik hacmin bu koordinatlara bağlı 4 adet d_{z1} koordinatı olacaktır. Bu yükseklik değerlerinin ortalaması alınarak bulunan birim hacim ve bunların toplanması sonucu bulunacak toplam temel hacim yeni bir yaklaşım olarak (2. yöntem) ortaya çıkmaktadır. Bu araştırma sırasında kullanılan deney numunelerinden elde edilen temel hacim ve yüzey alanları bu numunelerin pürüzlülüğü konusunda ilk sonuçları vermiştir.

Yüzey alanı artış oranı değerleri; maksimum 1,15007 (% 15,007) olarak sarımsı travertende, minimum 1,01005 (%1,005) olarak Muğla beyaz mermer-5 numunesinde bulunmuştur. Numunelerdeki yüzey alanı artış oranı 0,02 oran (% 2,0) aralıklarına bölünürse, ölçümlerden elde edilen değerler pürüzlülük gruplarına ayrılmış olacaktır. Bu gruplar maksimum yüzey alanı artış oranından minimum değere doğru sıralanırsa, pürüzlülük seviye grupları ve grup elemanları Çizelge 4'de ki gibi bulunmuş olacaktır. Bu çizelgede verilen pürüzlülük seviyeleriyle Aktaş'ın (2000) aynı numuneler için hazırladığı pürüzlülük seviyeleri (Çizelge2) karşılaştırılırsa, süreksizlik yüzeyinin genel görüntüsü bilinmek kaydıyla Çizelge 4'de verilen pürüzlülük seviyelerinin birbirine göre daha

Çizelge 2. Seçilen bazı deney numunelerinin kırıldıktan sonra ortaya çıkan süreksizlik yüzey pürüzlülüklerinin küçük ölçekte standart sınıflandırılmaları (Aktaş, 2000).

Numune ismi	ISRM (1978)				Barton & Choubey (1977)			
	Sürek. tarağı		Mikrometre		Sürek. tarağı		Mikrometre	
	düz	pürüzlü	düz	pürüzlü	düz	pürüzlü	düz	pürüzlü
Muğla beyaz mermer-1	6	5	7	5	8	5	3	5
Muğla beyaz mermer-2	8	6	8	7	2	4	2	5
Muğla beyaz mermer-3	8	7	3	4	3	5	3	5
Muğla beyaz mermer-4	8	6	8	7	2	4	2	3
Konya beyaz traverten-1	7	4	7	4	3	7	5	8
Sarımsı traverten	4	1	4	10	8	10	7	10
Dasit (mavimsi)-1	7	4	6	4	6	8	5	8
Dasit (mavimsi)-2	7	4	8	4	5	8	4	8
Dasit (mavimsi)-3	8	7	8	7	7	8	6	7
Sivas traverten-1	7	4	5	4	6	8	6	8
Sivas traverten-2	4	1	5	4	5	9	6	9
Eskişehir süpren	8	6	9	7	2	5	2	6
Muğla siyah mermer	8	5	8	5	2	5	2	5
Elazığ vişne-1	7	4	8	4	4	8	5	7
Elazığ vişne-2	7	2	7	2	4	9	6	9
Hazar pembe	9	8	9	8	2	3	1	2
Granit-1	7	4	7	4	4	9	6	9

Çizelge 3. Deney numuneleri üzerinde yapılan pürüzlülük ölçümlerinin yüzey alanı ve numune hacimleri açısından sonuçları.

Numune kodu	İz düşüm alan (A_i) (mm^2)	Yüzey alanı (A_y) (mm^2)	Y. alanı artış oranı (A_{ao})	$V_{\min.}$ (mm^3)	1.Ref. Hacim (mm^3)	2.Ref. hacim (mm^3)	$V_{\max.}$ (mm^3)	$V_{1.\text{ref.}} - V_{\min.}$ (mm^3)
Muğla beyaz mermer-1	10000	10102,240	1,01022	710000	860887,5	859844,0	940000	150887,5
Muğla beyaz mermer-2	3600	3807,880	1,05774	79200	135056,3	135281,3	169200	55856,3
Muğla beyaz mermer-3	2100	2156,654	1,02698	102900	118418,8	117575,0	136500	15518,8
Muğla beyaz mermer-4	9500	10183,230	1,07192	627000	679787,5	683762,5	779000	52787,5
Muğla beyaz mermer-5	2160	2181,635	1,01005	105840	113825,0	113981,3	127440	7985,0
Muğla beyaz mermer-6	3600	3644,585	1,01238	136800	165043,8	164218,8	183600	28243,8
Konya beyaz traverten-1	3600	3726,875	1,03524	93600	151931,3	150681,3	183600	58331,3
Konya beyaz traverten-2	3600	3660,246	1,01673	32400	68350,0	65937,5	108000	35950,0
Konya beyaz traverten-3	3540	3659,669	1,03381	138060	167906,3	168193,8	201780	29846,3
Sarımsı traverten	4750	5462,825	1,15007	142500	245325,0	245981,3	323000	102825,0
Dasit (mavimsi)-1	8000	8161,566	1,02019	420000	467193,8	468463,0	660000	47193,8
Dasit (mavimsi)-2	4400	4487,253	1,01983	162800	203062,5	201162,5	268400	40262,5
Dasit (mavimsi)-3	4648	4701,768	1,01157	325360	395525,0	395562,5	413672	70165,0
Dasit (mavimsi)-4	4897	4968,036	1,01451	220365	253225,0	253362,5	259541	32860,0
Yeşilimsi mermer	1400	1508,048	1,07718	61600	83256,2	83175,0	92400	21656,2
Sivas traverten-1	3000	3039,239	1,01308	99000	132081,3	130456,3	153000	33081,0
Sivas traverten-2	3750	3801,263	1,01367	442500	477377,5	476187,5	502500	34877,5
Eskişehir süpren	7600	8332,580	1,09639	395200	584137,5	609831,3	760000	188937,5
Muğla siyah mermer	4500	5060,495	1,12455	27000	204312,5	207406,0	265500	177312,5
Elazığ vişne-1	4500	4974,324	1,10541	207000	305156,3	303300,0	427500	98156,3
Elazığ vişne-2	2500	2764,680	1,10587	85000	110018,8	110331,3	155000	25018,8
Hazar pembe	3600	3829,265	1,06368	108000	153368,8	153693,8	198000	45368,8
Granit-1	3750	4014,727	1,07059	123750	188993,8	186950,0	232500	65243,8
Granit-2	3283	3326,641	1,01329	147735	164100	163587,5	183848	16365,0

Not: Referans hacimler, 1. ve 2. yöntemle bulunan hacimlerdir.

Çizelge 4. Ölçümleri yapılan süreksizlik yüzey alanlarının sayısal olarak sınıflandırılması.

Pürüzlülük durumu	Yüzey alanı artış aralığı (%)	Grup numuneleri (soldan sağa sırayla)
10. Seviye/Çok pürüzlü	$18,0 \leq x < 20,0$	----
9. Seviye/fazla-üstü pürüzlü	$16,0 \leq x < 18,0$	----
8. Seviye/fazla pürüzlü	$14,0 \leq x < 16,0$	Sarımsı traverten
7. Seviye/orta-fazla pürüzlü	$12,0 \leq x < 14,0$	Muğla siyah mermer
6. Seviye/orta-üst pürüzlü	$10,0 \leq x < 12,0$	Elazığ Vişne-2, Elazığ Vişne-1
5. Seviye/orta-pürüzlü	$8,0 \leq x < 10,0$	Eskişehir süpren
4. Seviye/biraz pürüzlü	$6,0 \leq x < 8,0$	Yeşil mermer, Muğla beyaz mermer-4, Granit-1, Hazar pembe
3. Seviye/pürüzlü	$4,0 \leq x < 6,0$	Muğla beyaz mermer-2
2. Seviye/az pürüzlü	$2,0 \leq x < 4,0$	Konya beyaz trav.-1, Konya beyaz trav.-3, Muğla beyaz mermer-3, Dasit-1
1. Seviye/çok az pürüzlü	$0,0 < x < 2,0$	Dasit-2, Konya beyaz trav.-2, Dasit-4, Sivas traverten-2, Granit-2, Sivas traverten-1, Muğla beyaz mermer-6, Dasit-3, Muğla beyaz mermer-1, Muğla beyaz mermer-5.
0. Seviye/düz	0,0	----

Çizelge 5. Numune hacim farklarının büyüktен küçüğe doğru sınıflandırılması.

Seviye	$(V_{1.\text{ref.}} - V_{\min.})$ artış aralığı ($\times 1000 \text{ mm}^3$)	Grup numuneleri [soldan sağa (büyükten-küçüğe) sırayla]
10.	$180,0 \leq x < 200,0$	Eskişehir süpren.
9.	$160,0 \leq x < 180,0$	Muğla siyah mermer.
8.	$140,0 \leq x < 160,0$	Muğla beyaz mermer-1.
7.	$120,0 \leq x < 140,0$	----
6.	$100,0 \leq x < 120,0$	Sarımsı traverten.
5.	$80,0 \leq x < 100,0$	Elazığ vişne-1.
4.	$60,0 \leq x < 80,0$	Dasit (mavimsi)-3, Granit-1.
3.	$40,0 \leq x < 60,0$	Konya beyaz traverten-1, Muğla beyaz mermer-2, Muğla beyaz mermer-4, Dasit (mavimsi)-1, Hazar pembe, Dasit (mavimsi)-2.
2.	$20,0 \leq x < 40,0$	Konya beyaz traverten-2, Sivas traverten-2, Sivas traverten-1, Dasit (mavimsi)-4, Konya beyaz traverten-3, Muğla beyaz mermer-6, Elazığ vişne-2, Yeşilimsi mermer.
1.	$0,0 < x < 20,0$	Granit-2, Muğla beyaz mermer-3, Muğla beyaz mermer-5.
0. / düz	0,0	----

ayırıcı olduğu belirlenmiştir. Gözle yapılan incelemelere göre veya süreksizlik yüzeyi kesitlerinden elde edilen yorumlamalarda hassas olunamamaktadır. Bu nedenle Çizelge 4'de verilen ve pürüzlülük yüzey alanlarının iz düşüm alandan farklılıklarına göre sıralanan seviye grupları pürüzlülük sınıflamasına yeni bir sayısal kavram getirmektedir. Böylece pürüzlülüklerin gözle izlenmesi ve bunların temel pürüzlülük eğrileriyle karşılaştırılması yerine sayısal olarak elde edilen pürüzlülük grup seviyesinden söz etmek daha doğru olacaktır. Bu çizelgeden de anlaşılacağı gibi % 2,0'lik yüzey pürüzlülük alanı artış miktarına göre sıralanan seviyelere, istenirse yüzey pürüzlülüklerini anlatmak için farklı sıfatlar kullanılarak tanımlamalar yapılabilir (düz, çok az, az, biraz, orta, orta-üst, çok pürüzlü, v.b.). Bunlar Çizelge 4'de verilmiştir. Bu çizelgede verilen maksimum pürüzlülük seviyesinden de fazla pürüzlülüğe sahip yüzeyler, Çizelge 4'de verilen ve pürüzlülük durumunu belirleyen yüzdelik seviye aralıklarının benzer şekilde, %2,0'lik değerlerle artırılması sonucu sınıflandırılabilir. Yüzey alanı artış oranı % 20,0 den büyük durumlar için; çok fazla pürüzlü (seviye 11), çok çok fazla pürüzlü (seviye 12), v.b. sıfatsal tanımlamalar da yapılabilir.

Çizelge 3 ve 4'de verilen A_{a0} değerleri, x veya y eksenel yönde (5x5)mm²'lik izdüşüm alanlardan farklılaşmayı gösterdiği için süreksizlik yüzeyindeki mikro pürüzlülüğü tam olarak ifade etmekle birlikte, genel dalgalılık durumunu açıklamakta kullanılamamaktadır. Bu konuda daha önce yapılan çalışmalar ISRM (1978) tarafından bir komisyon raporu olarak yayınlanmıştır. Bununla birlikte 10 cm uzunluğundaki süreksizlikler için Barton ve Choubey (1977) tarafından önerilen süreksizlik yüzeyi pürüzlülük katsayıları (JRC) tablosu ve buradaki temel pürüzlülük şekilleri incelendiğinde, pürüzlülüklerin 10 cm'de ortaya çıkarabilecekleri farklı dalgalılık durumlarının olabileceği görülmüştür. Üzerinde çalışılan numunelerde bu şartları değerlendirmeye almak için, süreksizlik yüzeyindeki pürüzlülüklerin katı hacim değerleri sıfır yatay düzlemine göre, Çizelge 3'de gösterildiği gibi, iki farklı yaklaşıma göre hesaplanmıştır. Üzerinde çalışılan numunelere ait *1Temel Hacim* değerleri en büyükten en küçüğe doğru sıralanır ve gruplanırsa Çizelge 5 elde edilecektir. Bu çizelgede elde edilen sıralama ile Çizelge 4'deki sıralama karşılaştırılırsa bunların farklı oldukları görülecektir. Çizelge 5 numunelerin, toplam iz düşüm alanları üzerindeki hacmi vermektedir, bu nedenle bu hacmin ($V_{1.ref.}-V_{min.}$)=0 olması; düz (planar) bir pürüzlülüğü gösterirken, ($V_{1.ref.}-V_{min.}$) değerinin

büyümesi pürüzlülüktaki katı hacmin büyümesini göstermektedir. Bu ancak pürüzlülüğün artmasıyla veya yüzeyin dalgalanmasıyla mümkündür. Örneğin Muğla beyaz mermer-1 numunesindeki süreksizlik, pürüzlülük açısından 1.seviyede (çok az pürüzlü) kalırken aynı numune hacim farklılaşması açısından 8. seviyede yer almıştır. Bunun nedeni numunenin süreksizlik yüzeyinde oluşan dalgalılıktır. Öyleyse burada tanımlanması yapılan ve kullanımına örnekler verilen pürüzlülük ve yüzey dalgalılığı-eğimliliği sınıflandırmaları, süreksizliklerin yüzey pürüzlülüğünü sayısal olarak sınıflandırmada kullanım kolaylığı sağlayacaktır.

4. HESAPLANAN PÜRÜZLÜLÜKLERİN GELME AÇILARI VE FARKLILIKLARI

Pürüzlülüklerin yüzey alanına ve temel hacmine yaptıkları etki pürüzlülük seviyelerinin artmasıyla yükselmektedir. Bunun yanında pürüzlülük açılarının belirlenmesi yüzeyde hangi bölgede dik açılı, hangi bölgede daha düşük açılı pürüzlülüklerin olduğunu göstermesi açısından önemlidir. Belirlenecek bu açıların makaslama dayanımına doğrudan etkisi olduğundan, değerlerinin bilinmesi önemlidir. Bu nedenle süreksizlik yüzeyindeki açıların yönler göre farklılaşması daha öncede inceleme konusu olmuştur (Gentier & Riss 1990). Şekil 3'de gösterildiği gibi üzerinde çalışılan pürüzlü numune yüzeylerinden alınacak kesitler üzerinde pürüzlülük gelme açılarının (i) belirlenebileceği görülmüştür. Bu işlem için Şekil 4'deki d_z değerlerinin sırayla kullanıldığı varsayımı yapılırsa; $\tan(i) = |(d_{zi}-d_{z(i+1)})/(d_{xi})|$ bulunabilir. Pürüzlülük yüzey alanının hesaplanması için 5x5mm'lik aralıklara bölünen pürüzlülük yüzeylerinde x ve y doğrultusundaki her kesit aralığı için (i) açısı hesaplanabilecektir. Bu aşamada ilk önce eğilme deneyinin yapılması sırasında kuvvetin uygulandığı yöne göre numune üzerindeki (x,y,z) koordinatlarının konumu incelenmiştir. Bu kuvvetin hangi yönde uygulandığı göz önüne alınarak gelme açılarının ortalaması 5 mm aralıklarla, kuvvete paralel yönde (y eksen yönünde) ve dik yönde (x eksen yönü) olmak üzere hesaplanmıştır. Her iki yönde hesaplanan süreksizlik gelme açı ortalamalarının numuneler arasında farklılaştığı görülmüştür. Bu çalışmaya ek olarak Şekil 1'de gösterilen ve eğilme deneyi sırasında numune içinde oluşan basma ve çekme bölgelerinin, süreksizliklerdeki pürüzlülük açılarında değişikliklere yol açıp açmadığı da araştırılmıştır. Bu işlem için deney numunelerinin kırılmış yüzeyleri numune içinde oluşan kuramsal sıfır eksenine göre (Şekil 1) ikiye

Çizelge 6. Pürüzlülük gelme açılarının, uygulanan gerilmeye göre belirlenen değerleri.

Numune ismi	Num. kodu	Gerilme yönüne paralel (//) açılar (y eksen yönü)											
		Gerilme yönüne dik (⊥) açılar (x eksen yönü)											
		ÜST				ALT				Genel			
		i (der.)	n	i (der.)	n	i (der.)	n	i (der.)	n	i (der.)	n	i (der.)	n
Muğla beyaz mermer-1	A	6,042	210	7,304	220	7,872	210	6,107	200	6,958	420	6,735	420
Muğla beyaz mermer-2	I	11,731	78	15,311	84	10,316	78	20,414	72	11,026	156	17,702	156
Muğla beyaz mermer-3	M	14,381	39	13,358	48	19,093	52	9,925	48	17,103	91	11,652	96
Muğla beyaz mermer-4	M2	10,549	189	13,494	200	16,649	210	5,710	200	13,799	399	9,647	400
Muğla beyaz mermer-5	Y1	12,946	39	5,237	48	5,928	52	7,594	48	8,970	91	6,418	96
Muğla beyaz mermer-6	Y2	13,271	78	6,654	84	8,026	78	8,529	72	10,671	156	7,521	156
Konya beyaz traverten-1	J	17,235	78	11,177	84	12,434	78	15,374	72	14,861	156	13,132	156
Konya beyaz traverten-2	K	8,663	84	19,222	78	8,3731	72	17,636	78	8,529	156	18,433	156
Konya beyaz traverten-3	Y6	16,292	78	11,963	84	13,549	78	11,881	72	14,929	156	11,925	156
Sarımsı traverten	F	18,469	100	18,433	114	29,161	100	28,969	95	24,037	200	23,433	209
Dasit (mavimsi)-1	C	18,251	168	11,126	180	17,261	168	6,702	160	17,757	336	9,057	340
Dasit (mavimsi)-2	G	18,109	96	10,079	99	10,618	96	9,419	88	14,427	192	9,769	187
Dasit (mavimsi)-3	Y3	8,093	90	5,265	102	10,267	108	8,145	102	9,283	198	6,709	204
Dasit (mavimsi)-4	Y4	11,817	108	6,899	119	11,614	108	8,145	102	11,716	216	7,475	221
Yeşilimsi mermer	Y7	8,954	33	19,796	40	10,863	33	20,804	30	9,911	66	20,229	70
Sivas traverten-1	H	8,218	72	11,308	65	7,594	60	22,404	65	7,934	132	17,020	130
Sivas traverten-2	P	12,431	88	7,687	80	14,698	77	8,809	88	13,494	165	8,249	160
Eskişehir süpren	B	33,773	160	20,754	171	18,715	360	19,280	152	26,737	320	20,069	323
Muğla siyah mermer	D	21,486	95	28,480	108	27,944	95	12,163	90	24,798	190	21,498	198
Elazığ vişne-1	E	29,153	95	23,426	108	35,590	95	22,454	90	32,484	190	22,986	198
Elazığ vişne-2	N	12,703	55	14,393	60	24,785	55	23,544	50	18,962	180	18,682	110
Hazar pembe	L	15,749	78	17,196	84	14,929	78	19,712	72	15,340	156	18,366	156
Granit-1	O	28,204	88	21,178	80	15,253	77	16,566	80	22,454	165	18,903	160
Granit-2	Y5	16,245	70	8,888	78	15,602	70	5,623	65	15,924	140	7,409	143

ayrılmıştır. Bunlardan eğilme kuvvetinin uygulandığı kısma yakın olana ÜST diğerine ALT bölge ismi verilmiştir. Daha sonra ALT ve ÜST bölgelerdeki süreksizlik gelme açılarındaki farklılaşmanın miktarı ölçülen z değerleriyle x ve y eksenleri yönünde ayrı ayrı hesaplanmıştır. Bu hesaplamalarda da görüleceği gibi (Çizelge 6) ÜST ve ALT bölgelerden alınan süreksizlik gelme açıları ortalamaları farklı farklıdır. Çizelge 6'da verilen sonuçlara göre deney numunelerinde hesaplanan genel pürüzlülük açıları y eksen yönünde 6,958° - 32,485° arasında değişirken x eksen yönünde 6,735° - 23,433° arasında değişmektedir. X ve y yönünde de en düşük pürüzlülük açılarına sahip olan numune Muğla beyaz mermer-1 numunesidir. Bu numunenin yüzey alanı artış oranına göre yapılan pürüzlülük sınıflandırmasında 1.seviyede pürüzlü (az pürüzlü) olduğu göz önüne alınırsa, pürüzlülük açılarının da düşük çıkması bu numunenin düze yakın-yumuşak açılı az pürüzlü bir süreksizlik yüzeyine sahip olduğunu ortaya koymaktadır. Hesaplamalarda x ve y eksen doğrultusunda en fazla pürüzlülük açısına sahip numuneler farklılık göstermektedir. X eksen boyunca 23,433° açıyla en fazla değere sahip olan numune Sarımsı travertendir. Bu değer bu eksen boyunca süreksizliğin numunenin iç yapısındaki damarlımsı tabakalara göre şekil almasından dolayı ortaya çıkmıştır. Benzer şekilde y eksen boyunca 32,485° açıyla en fazla değere sahip Elazığ vişne-1 numunesinde de, yapısal iç parçacıklar yüzey açısını

artırıcı yönde etkilemiştir. Sarımsı traverten ve Elazığ vişne-1 numunelerinin yüzeyleri zaten Çizelge 4'de görüldüğü gibi pürüzlülüğü fazla olan numuneler arasında sınıflandırılmışlardır. Bu çizelgeye göre sarımsı traverten en fazla pürüzlülüğe sahip numunedir. Yüzeyleri az pürüzlü olarak sınıflanan numunelerde yüzey açıları da düşük çıkmıştır. Doğal olarak pürüzlülük arttıkça yüzeydeki açı değerleri de artmaktadır. Numunelerin ALT ve ÜST bölgelerinde (i) açılarındaki değişimler göz önüne alındığında, kuvvetin uygulandığı y yönünde 10 numunenin ALT bölümündeki açılar, ÜST bölüme göre fazladır. Benzer şekilde x yönü incelendiğinde, 12 numunenin ALT bölümünde açıların ÜST bölgeden fazla olduğu bulunmuştur.

Elde edilen bu değerler kuvvetin uygulandığı yöne göre açılarda bir farklılaşmanın olduğu fakat, başlangıçta verildiği şekilde ALT bölgelerde göreceli bir farklılaşmanın olmadığını göstermiştir. Numuneler kendi aralarında değerlendirmeye alındığında ALT ve ÜST bölgelerdeki pürüzlülük açı değerlerinin farklı olduğu izlenmekle beraber, ALT veya ÜST bölgenin diğerine göre belirgin bir açı fazlalığı gösterdiği söylenemez. Bununla beraber açı değerlerinin büyüklükleri numuneler arasında gruplandırılabilir farklılıklara sahiptir. Taneli ve parçacıklı kayaçlarda açılar büyük olurken, ince kristal taneli numunelerde değerler küçük olarak çıkmıştır.

5. SONUÇLAR

Eğilme deneyi sonucunda elde edilen süreksizlikler üzerinde yapılan ölçümlerle başlayan bu araştırma yüzey profilleri arasındaki benzerlik veya farklılığın nedenlerinin belirlenmesiyle sonuçlandırılmıştır. Bu araştırmada süreksizlik yüzey pürüzlülüklerini sınıflayan sistemler gözden geçirilmiş ve bu sınıflandırmanın daha sayısal değerlerle ifade edilebilmesi için farklı bir yöntem önerilmiştir. Bu yöntem, Barton & Choubey (1977) ve ISRM (1978) tarafından önerilen ve pürüzlülük profillerinin görüntüsüne benzer olan sınıfı seçmeye dayalı görsel bir sınıflandırma yöntemi değildir. Geliştirilen yöntem; pürüzlülük yüzey koordinatlarının ölçülmesiyle başlamaktadır. Ölçülen bu değerlerden pürüzlülüklerin, süreksizlik iz düşüm yüzey alanını ne oranda artırdıklarının hesaplanması ve bulunan değerlerin karşılaştırılmasını içermektedir. Bu işlemler birçok tekdüze hesaplamayı gerektirdiği için, hesaplamalarda MS-Excel programı ve özellikleri kullanılmıştır. Pürüzlülüklerin fazla ve etkili olması iz düşüm alana göre yüzey alanının farklı olmasına neden olacaktır. Bu farklılık miktarı pürüzlülüğün etkisini vurguladığından, artış oranlarının seviyesi yüzdelik oranlar halinde seviyelere bölünerek sınıflandırılmıştır. Bu araştırmada ayrıca uygulanan kuvvetin yönüne göre ortaya çıkan süreksizlik yüzeyindeki pürüzlülüklerin gelme açılarında bir farklılaşmanın olup olmadığı da araştırılmıştır. Açıların kuvvete paralel ve dik yönde farklılaştıkları gözlenmiştir. Bunun yanında eğilme deneyi numunesi içinde gözlenmesi düşünülen basma ve çekme zonlarına ait farklı pürüzlülük gelme açılarının varlığı gözlenememiştir. Bunun nedeni numunelerdeki yapısal özelliklerin

pürüzlülük gelme açısının oluşumunda kuvvete göre daha başka bir etken olmasıdır. Açılar incelendiğinde benzer özellikteki, aynı tür, kayaçların açı değerlerinin birbirlerine yakın çıktığı bulunmuştur.

KAYNAKLAR

- Aktaş, M. (2000) *Kaya yüzey pürüzlülüğünün ölçülmesi ve uygulamaların karşılaştırılması*. (M.Sc. Tezi), Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Konya.
- Ayday, C. & Göktan, R.M. (1990) Süreksizlik yüzeypürüzlülüğünün sayısal olarak belirlenmesi, *2.Ulusal Kaya Mekaniği Semp. 5-7 Kasım 1990, Ankara*, Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği. ss149-157.
- Barton, N. Ve Choubey, V.(1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics, (Springer-Verlag)*, V10, pp1-54.
- Dight, P.M. & Chiu, H.K. (1981) Prediction of shear behaviour of joints using profile, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanical Abstract*. V18, pp369-386.
- Gentier, S. & Riss, J. (1990) Quantitative description and modelling of joints morphology, *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints, Loen, Norway, 4-6 June 1990*. Balkema publ. Rotterdam, pp375-382.
- ISRM (1978) Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. (Eds. International Society for rock Mechanics Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests.) *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanical Abstract*. V15, N6, pp319-368.
- ISRM (1981) *Rock characterisation testing and monitoring, ISRM suggested methods*. (Ed. Brown, E.T.) Pergamon Press. Oxford, UK.
- Ünal, M. (2000) Süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün modellenmesi ve makaslama dayanımı üzerindeki etkilerinin incelenmesi, *PhD. Tezi*, Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

M. Ünal

Department of Mining Engineering, Selcuk University, Konya, Turkey

B. Ünver

Department of Mining Engineering, Hacettepe University, Ankara, Turkey

ABSTRACT: The effect and significance of surface roughness on the shear behaviour of discontinuities is a well-understood matter. Especially, rock mass strength, primarily, depends on the shear behaviour of original and induced fractures. Therefore, different parameters those have influence on geometry and the degree of roughness such as bedding, grain size, mode of fracture, hardness etc. should be studied in detail.

This paper presents a part of the results of an extensive research study carried out on the quantification and isolation of the effect of roughness on the shear strength of induced discontinuities. It is aimed to determine the effect of grain size on the roughness of discontinuities. For this purpose, discontinuity surface roughness of granite and marble samples have been determined. Discontinuity surface profiles have been analysed by using variogram analyses. Grain sizes of the samples have been determined from thin sections. A relationship between grain size and the roughness characteristics of the surfaces has been sought and a close relationship has been determined.

1 INTRODUCTION

The rock surface roughness is an important property that affects mechanical and hydraulic behaviour of a rock discontinuity. Numerous experimental and numerical studies have been made to characterize the roughness of rock discontinuities and also to determine its effect on shear behaviour of discontinuities.

There are numerous parameters that affect geometry and degree of discontinuity surface roughness such as grain size, foliation, stratification, origin and mode of a discontinuity, rock hardness etc. It is envisaged that distribution of grain size of rocks have an important effect on roughness. Rock formations in nature are constituted of grains or particles embedded in a matrix. Grains and the matrix are accepted as the most important characteristics of a rock formation. Eventually, depending on the mode of a fracture in rock that is closely related to the matrix,

geometrical characteristics of a fracture surface is changed.

This paper presents a part of a comprehensive research program aimed at identifying surface roughness and its effects on the shear behaviour of discontinuities.

2 METHODOLOGY OF RESEARCH

It is certain that proper identification of parameters having an effect on discontinuity surface roughness would lead to the development of a more comprehensive roughness classification. This would maintain a better understanding of shear behaviour of discontinuities. For this purpose, a detailed research program to understand the role of rocks mechanical and structural characteristics on the formation of fractures has been carried out. A flow diagram of this study is given in Figure 1.

3 MEASUREMENT AND QUANTIFICATION OF DISCONTINUITY SURFACE ROUGHNESS

Two different kinds of marble and granite samples having fine and coarse grains were used in this study. Prism shaped specimens were loaded in the form of flexure test to obtain artificial joint surfaces.

3.1 Measurement of roughness profiles

Discontinuity surface roughness can be digitized with various methods such as stringline (Carr & Warriner, 1987), photographic technique (Carr, 1989), classic photogrammetry (ISRM, 1978; Miller et al., 1989), digital photogrammetry (Unal, 2000), profilometry (Frecker & Rengers, 1971; Weisbach, 1978; Aydan et al., 1996; Develi & Babadagli, 2001), laser (Yoshinaka et al., 1990) etc.

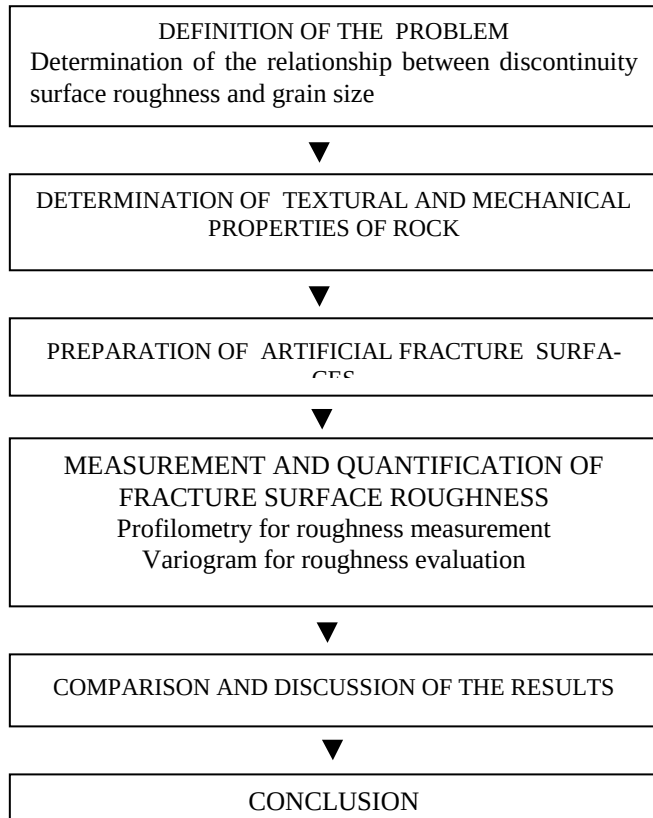


Figure 1. A flowsheet of comprehensive research approach

In this study, roughness profiles have been characterised digitally by using a simple but sensitive profilometry setup as shown in Figure 2. Digital profiles have been measured at an interval of 1 mm with 0.01 mm sensitivity.

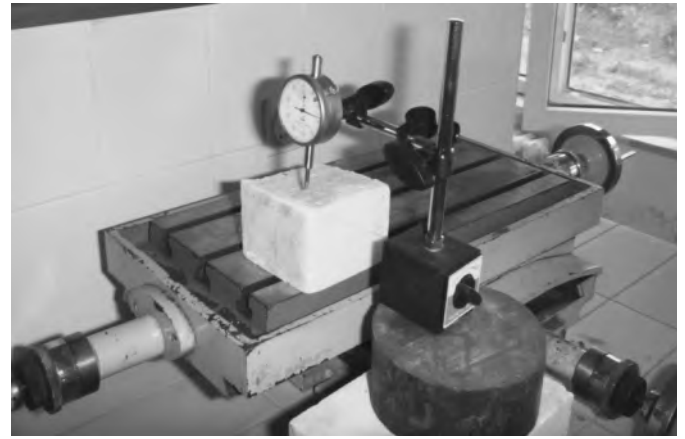


Figure 2. Simple profilometry

Some of the profiles obtained by means of measurement with profilometry setup carried out on various rocks having different properties and grain size distribution characteristics are given in Figure 3.

3.2 Evaluation of roughness profiles

In rock engineering practise, widely used methods for characterization of surface roughness profiles, is the joint roughness coefficient (JRC) proposed by Barton (1973) and Barton & Choubey (1977) and then adopted by the ISRM (1978). In order to calculate JRC or degree of surface roughness, various methods such as statistical (Wu & Ali, 1978; Tse & Cruden, 1979; Liu & Sterling, 1990; Aydan et al., 1996), geostatistical (Ferrero & Giani, 1990; Roko et al., 1997; Unal, 2000), and fractal (Berry & Lewis, 1980; Brown & Scholz, 1985; Turk et al., 1987; Lee et al., 1990; Unal et al., 2000) have been used.

In order to characterise discontinuity surface roughness profiles variogram technique has been used. It is possible to determine and identify even small differences on roughness by using a variogram (Unal, 2000).

The variogram is a function that measures the spatial dependence of RF $Z(x)$ as variance of the difference between $Z(x)$ and $Z(x+h)$:

$$2\gamma(h) = \text{Var}[Z(x) - Z(x+h)] \quad (1)$$

where h is the separation vector. The variogram is most widely estimated by using the following estimator:

$$2\gamma^*(h) = 1/N(h) \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x_i) - Z(x_i + h)]^2 \quad (2)$$

Where $2\gamma^*(h)$ is the experimental variogram; $N(h)$ is the number of data pairs separated by distance vector h . Using the above estimator, variogram values are calculated up to distance represented by sample variance. Unit lag distance was 1mm.

As the success of variogram function on representation of changes in roughness profiles was determined, it is aimed at evaluating the relationship between variogram function and roughness angle. Research results have shown that the calculated original roughness variogram can successfully represent surface roughness profiles (Ferrero and Giani, 1990).

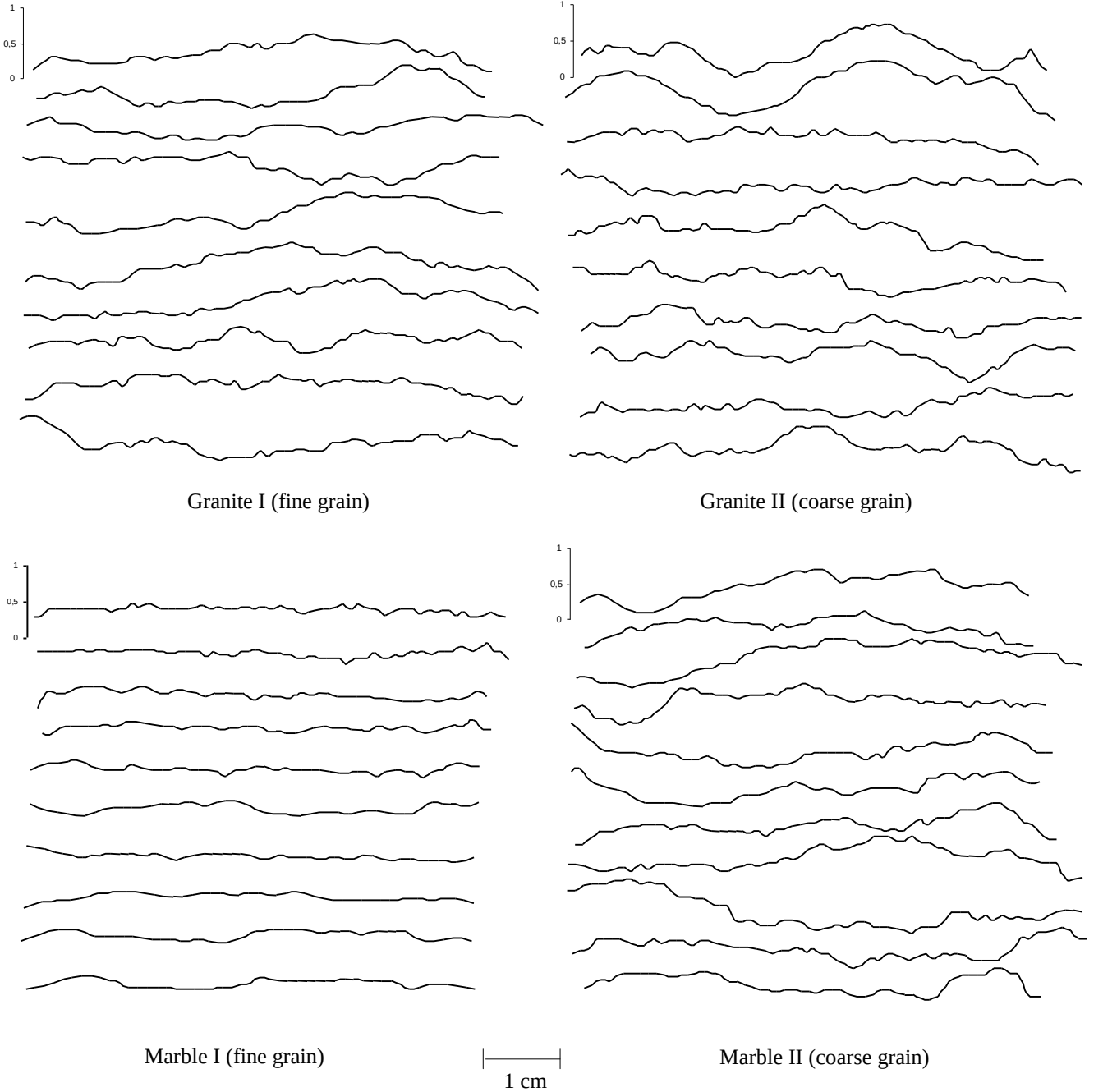


Figure 3. Sample roughness profiles of specimens

where h is the separation vector. The variogram is most widely estimated by using the following estimator:

$$2\gamma^*(h) = 1/N(h) \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x_i) - Z(x_i + h)]^2 \quad (2)$$

Where $2\gamma^*(h)$ is the experimental variogram; $N(h)$ is the number of data pairs separated by distance vector h . Using the above estimator, variogram values are calculated up to distance represented by sample variance. Unit lag distance was 1mm.

As the success of variogram function on representation of changes in roughness profiles was determined, it is aimed at evaluating the relationship between variogram function and roughness angle. Research results have shown that the calculated original roughness variogram can successfully represent surface roughness profiles (Ferrero and Giani, 1990).

The relationship between roughness angle and variogram was suggested by Ferrero and Giani (1990) as follows;

$$i(h) = \tan^{-1} \frac{\sqrt{\gamma(h)}}{h} \quad (3)$$

Where $i(h)$ is the roughness angle, $\gamma(h)$ is the first variogram value and h is the separation distance.

In this study, variogram analyses of surface roughness profiles of various marble and granite samples have been performed by using a software called Gstat. First variogram values have been calculated by Gstat as presented in Table 1. Roughness angles were calculated by using formula (3). Analyses have been carried out on 20 representative profiles for each sample; average roughness angle values are given in Table 1.

Corresponding JRC values to calculated roughness angles were found by considering the method suggested by Barton and Choubey (1977).

Table 1. Roughness angle and JRC values of rock specimens

Specimens	Average first variogram value	Average roughness angle (degree)	JRC
Marble- I	0.000839	16.13	10.97
Marble- II	0.001300	19.775	14.93
Granite- I	0.001075	18.1065	11.89
Granite- II	0.001375	20.083	15.40

4 MEASUREMENT AND CALCULATION OF GRAIN SIZE

Two different specimens namely granite and marble were examined to determine the influence of grain size on the surface roughness characteristics. These are granite and marble. A sample from each specimen was used to provide thin sections for grain size investigation.

In order to define grain size distribution, two parameters calculated directly from thin section analysis have been used. These are the average particle size index (APSI) and geometric mean particle size (GMPSI).

The average particle size index is based on a purely empirical classification (Kabeya & Legge, 1997) and it is formulated as below;

$$APSI = \frac{1}{100} \sum_{k=1}^x P_k \quad (4)$$

Where k is the fraction number and P_k is the total mass percentage retained for each fraction.

The geometric mean particle size is the sum of products of the geometric mean of sieve openings and corresponding fraction percentages retained.

$$GMPSI = \frac{X_1}{2} * P_1 + \sum_{k=2}^8 \left(\sqrt{X_{k-1} * X_k} * P_k \right) \quad (5)$$

Where X_1 is the first sieve opening, P_1 is the corresponding percentage retained, k is the fraction number, P_k is the mass proportion of k th fraction and X_k is the k th sieve size opening.

Grain size distribution is determined depending on standard sieve sizes on both methods.

In this study, eight fractions were formed. Petrographic analyses of specimens show that all samples were of different texture. Photographs of thin sections and grain size distribution histograms are presented in Figure 4. Thin section analyses results are presented in Table 2 together with calculations regarding grain size analysis.

Low values of APSI and GMPSI correspond to existence of fine grains whereas high values indicate coarser grain size.

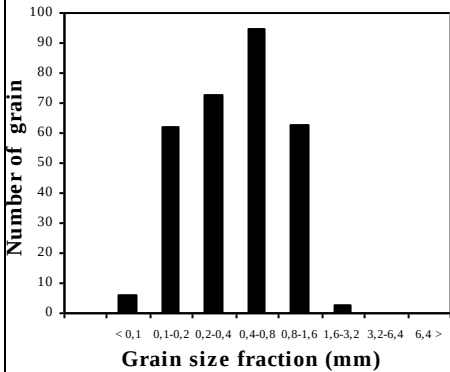
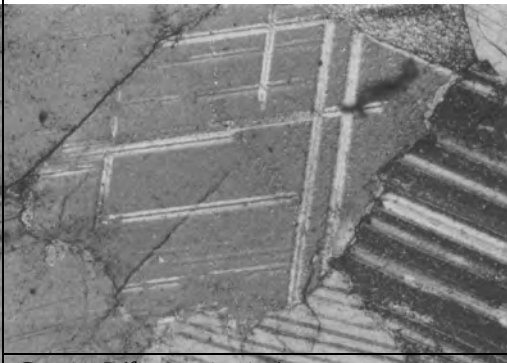
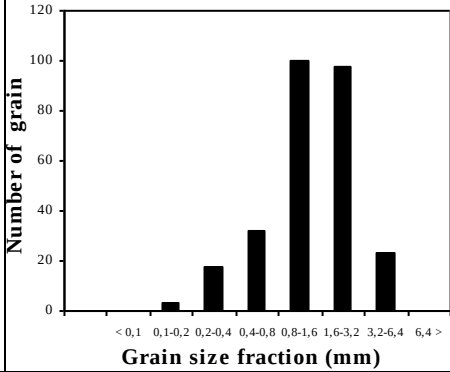
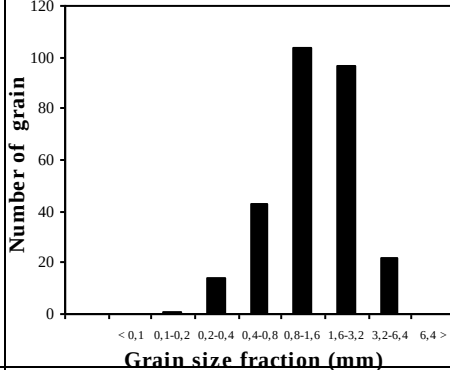
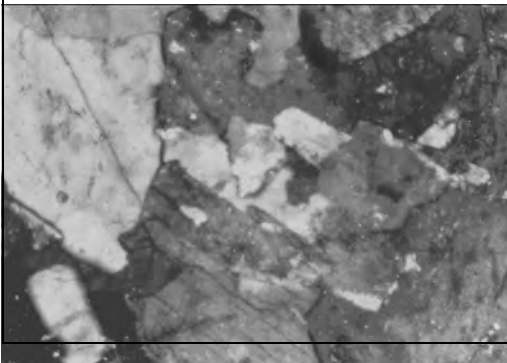
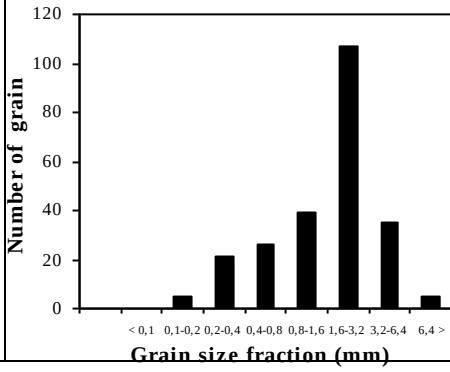
Sample thin section photographs of specimens	Texture and content of specimens	Histogram of grain size distribution																		
Marble I (fine grain size) 	1.1 Granoblastic texture Calcite	 <table><caption>Grain size distribution data for Marble I</caption><thead><tr><th>Grain size fraction (mm)</th><th>Number of grain</th></tr></thead><tbody><tr><td>< 0,1</td><td>5</td></tr><tr><td>0,1-0,2</td><td>62</td></tr><tr><td>0,2-0,4</td><td>72</td></tr><tr><td>0,4-0,8</td><td>95</td></tr><tr><td>0,8-1,6</td><td>62</td></tr><tr><td>1,6-3,2</td><td>2</td></tr><tr><td>3,2-6,4</td><td>0</td></tr><tr><td>6,4 ></td><td>0</td></tr></tbody></table>	Grain size fraction (mm)	Number of grain	< 0,1	5	0,1-0,2	62	0,2-0,4	72	0,4-0,8	95	0,8-1,6	62	1,6-3,2	2	3,2-6,4	0	6,4 >	0
Grain size fraction (mm)	Number of grain																			
< 0,1	5																			
0,1-0,2	62																			
0,2-0,4	72																			
0,4-0,8	95																			
0,8-1,6	62																			
1,6-3,2	2																			
3,2-6,4	0																			
6,4 >	0																			
Marble II (coarse grain size) 	1.2 Granoblastic texture Calcite Quartz	 <table><caption>Grain size distribution data for Marble II</caption><thead><tr><th>Grain size fraction (mm)</th><th>Number of grain</th></tr></thead><tbody><tr><td>< 0,1</td><td>0</td></tr><tr><td>0,1-0,2</td><td>2</td></tr><tr><td>0,2-0,4</td><td>18</td></tr><tr><td>0,4-0,8</td><td>32</td></tr><tr><td>0,8-1,6</td><td>100</td></tr><tr><td>1,6-3,2</td><td>98</td></tr><tr><td>3,2-6,4</td><td>22</td></tr><tr><td>6,4 ></td><td>0</td></tr></tbody></table>	Grain size fraction (mm)	Number of grain	< 0,1	0	0,1-0,2	2	0,2-0,4	18	0,4-0,8	32	0,8-1,6	100	1,6-3,2	98	3,2-6,4	22	6,4 >	0
Grain size fraction (mm)	Number of grain																			
< 0,1	0																			
0,1-0,2	2																			
0,2-0,4	18																			
0,4-0,8	32																			
0,8-1,6	100																			
1,6-3,2	98																			
3,2-6,4	22																			
6,4 >	0																			
Granite I (fine grain size) 	Holocrystalin granular texture Plagioclase Biotite Quartz Hornblend Apatite Granat Titanite	 <table><caption>Grain size distribution data for Granite I</caption><thead><tr><th>Grain size fraction (mm)</th><th>Number of grain</th></tr></thead><tbody><tr><td>< 0,1</td><td>0</td></tr><tr><td>0,1-0,2</td><td>2</td></tr><tr><td>0,2-0,4</td><td>15</td></tr><tr><td>0,4-0,8</td><td>42</td></tr><tr><td>0,8-1,6</td><td>105</td></tr><tr><td>1,6-3,2</td><td>98</td></tr><tr><td>3,2-6,4</td><td>22</td></tr><tr><td>6,4 ></td><td>0</td></tr></tbody></table>	Grain size fraction (mm)	Number of grain	< 0,1	0	0,1-0,2	2	0,2-0,4	15	0,4-0,8	42	0,8-1,6	105	1,6-3,2	98	3,2-6,4	22	6,4 >	0
Grain size fraction (mm)	Number of grain																			
< 0,1	0																			
0,1-0,2	2																			
0,2-0,4	15																			
0,4-0,8	42																			
0,8-1,6	105																			
1,6-3,2	98																			
3,2-6,4	22																			
6,4 >	0																			
Granite II (coarse grain size) 	Holocrystalin granular texture Plagioclase Biotite Quartz Epidote	 <table><caption>Grain size distribution data for Granite II</caption><thead><tr><th>Grain size fraction (mm)</th><th>Number of grain</th></tr></thead><tbody><tr><td>< 0,1</td><td>0</td></tr><tr><td>0,1-0,2</td><td>5</td></tr><tr><td>0,2-0,4</td><td>22</td></tr><tr><td>0,4-0,8</td><td>28</td></tr><tr><td>0,8-1,6</td><td>40</td></tr><tr><td>1,6-3,2</td><td>108</td></tr><tr><td>3,2-6,4</td><td>35</td></tr><tr><td>6,4 ></td><td>5</td></tr></tbody></table>	Grain size fraction (mm)	Number of grain	< 0,1	0	0,1-0,2	5	0,2-0,4	22	0,4-0,8	28	0,8-1,6	40	1,6-3,2	108	3,2-6,4	35	6,4 >	5
Grain size fraction (mm)	Number of grain																			
< 0,1	0																			
0,1-0,2	5																			
0,2-0,4	22																			
0,4-0,8	28																			
0,8-1,6	40																			
1,6-3,2	108																			
3,2-6,4	35																			
6,4 >	5																			

Figure 4. Sample thin section photographs and describtion of grain size distribution of specimens

5 COMPARISON AND DISCUSSION OF RESULTS

In spite of using a limited number of samples, the relationship between grain size and discontinuity surface roughness profiles was significant.

As shown in Figure 5, all samples had different grain size distribution. Therefore, due to differences in the grain size distribution rock structure, mechanical properties and roughness of profiles are affected.

Table 2. Grain size analysis

Size fraction (mm)	Marble I		Marble II		Granite I		Granite II	
	Number of grain	%	Number of grain	%	Number of grain	%	Number of grain	%
<0.1	6	2	0	0	0	0	0	0
0.1-0.2	62	21	3	1	1	1	5	2
0.2-0.4	73	24	18	7	14	5	21	9
0.4-0.8	95	32	32	12	43	15	26	11
0.8-1.6	63	20	100	36	104	37	39	16
1.6-3.2	3	1	98	35	97	34	107	45
3.2-6.4	0	0	24	9	23	8	35	15
>6.4	0	0	0	0	0	0	5	2
Total	302	100	275	100	282	100	238	100
Grain size parameters								
APSI	2.50		4.25		4.22		4.46	
GMPSI	0.53		1.7		1.65		1.97	

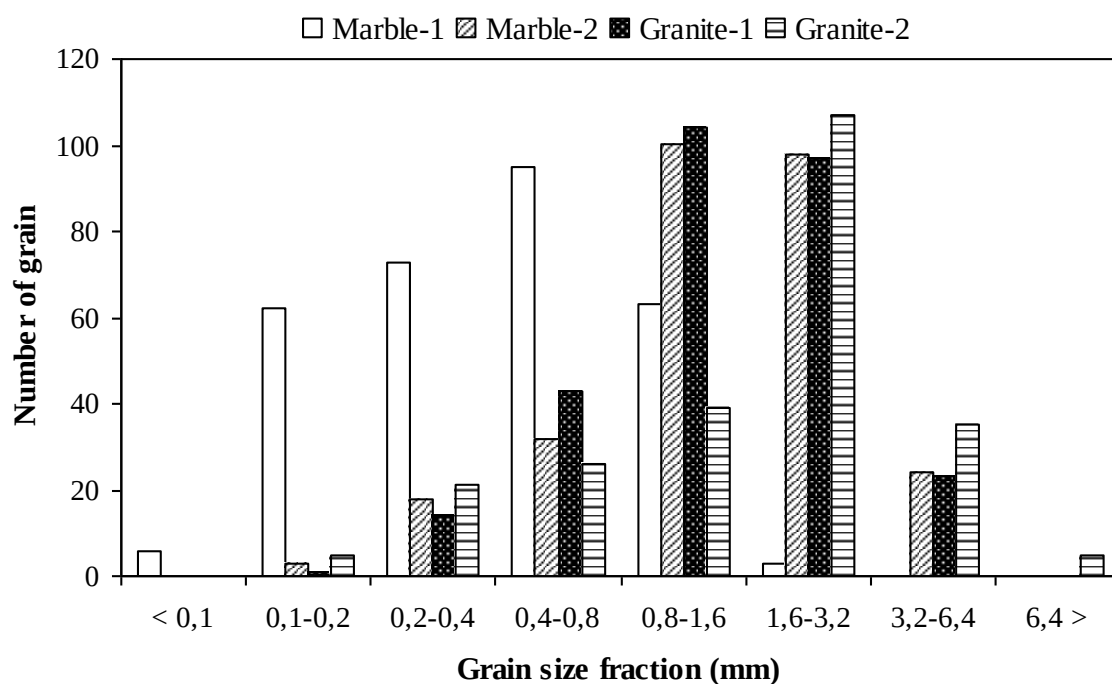


Figure 5. Grain size distribution of each specimen

It can be visually identified from Figure 3 and grain size analysis results presented in Table 2 that as the grain size increases, the profile is of higher degree of roughness. Depending on coarse nature of grains, a higher degree of asperity is observed on the profile, whereas, a smoother profile is obtained for finer grain size. When the data presented in Table 1 and Table 2 are compared, samples tested were in the form of similar roughness characteristics, as seen in Figure 6.

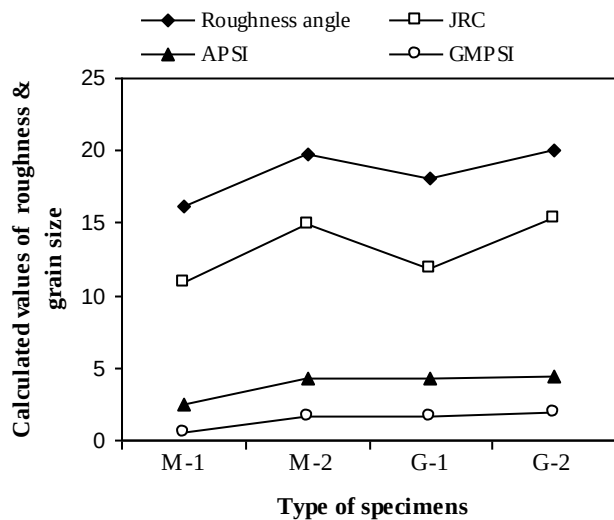


Figure 6. Comparison of samples according to grain size and surface roughness parameters.

Relationship between grain size and roughness, presented in Figure 7, has been determined by using thin sections and variogram analysis. As it can be seen from the figure, roughness of a surface increases with a increase in the grain size.

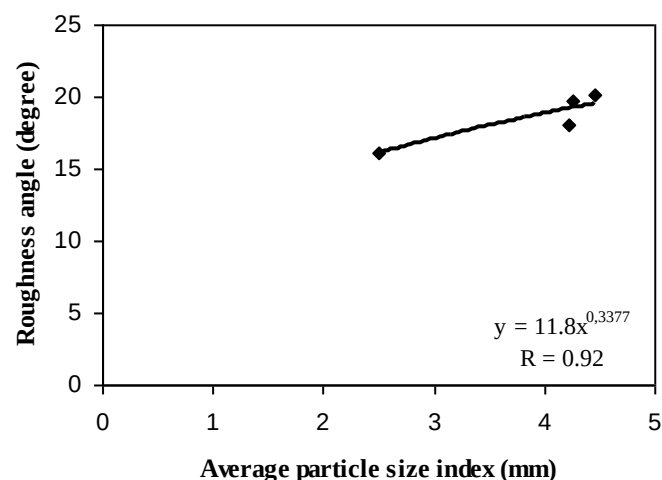


Figure 7. Relationship between surface roughness and grain size

Analyses results presented here suggest that there is a close relationship between surface roughness and grain size. Analyses should be carried out in 3-D to clarify the nature of this relationship. A research study on this subject is being carried out at present.

6 CONCLUSION

Results obtained from this study are listed as follows:

- Roughness of surface increases with an increase in grain size. This phenomenon has both been measured and observed visually.
- Variogram analysis can be successfully used in the analysis. Even though there was a slight difference in grain size, it's effect on roughness could be isolated by means of variogram analysis.

It is strongly hoped that the presented relationship between grain size and degree of roughness could be validated by future studies.

REFERENCES

- Aydan, Ö., Shimizu, Y. & Kawamoto, T., 1996. The anisotropy of surface morphology characteristics of rock discontinuities *Rock Mech. Rock Engng.*, 29(1):47-59.
- Barton, N., 1973, Review of a new shear-strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, 7, pp. 287-332.
- Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practise *Rock Mechanics*.10:1-54.
- Berry, M.V. & Lewis, Z. V. 1980. On the Weierstrass-Mandelbrot fractal function. *Proc. R. Soc. Land. A* 370:459-484.
- Brown, S.R. & Scholz, J.B. 1985. Broad-Bandwidth study of the topography of natural rock surfaces. *J. Geophys. Res.* 90:12575-12582.
- Carr, J.R. 1989. Fractal characterization of joint surface roughness in welded tuff at Yucca Mountain, Nevada. *Proc. 30th US Symp. on Rock Mech.*, Morgantown, West Virginia: 193-200. Rotterdam: Balkema.
- Carr, J.R. & Warriner, J.B. 1987. Rock mass characterization using fractal dimension. *Rock Mech., Proc. 28th US Symp. on Rock Mech.* Tuscan, Arizona:73-80. Rotterdam: Balkema.
- Develi, K. & Babadagli, T., 2001. A new computer-controlled surface-scanning device for measurement of fracture surface, *Computer & Geoscience*, 27, pp. 265-277.
- Fecker, E. & Rengers, N. 1971. Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass. *Rock Fracture, Proc. Int. Symp. Rock Mech*, 298-303. France:Nancy.
- Ferrero, A.M & Giani, G.P. 1990. Geostatistical description of the joint surface roughness. *Rock Mechanics Contributions*

- and Challenges, Hustralid & Jhonson (Eds): 463-470. Rotterdam: Balkema.
- ISRM. 1978. Commission for standardization of laboratory and field test, suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 15(6): 319-368.
- Kabeya, K.K. & Legge, T.F.H. 1997. Relationship between grain size and some surface roughness parameters of rock joints, *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*, V. 34(3-4): paper no 146.
- Lee, Y. H., Carr, J. R., Barr, D. J. & Haas, C. J., 1990. The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27(6), pp. 453-464.
- Liu, H. & Sterling, R.L. 1990. Statistical description of the surface roughness of rock joints. *Hustralid & Jhonson (Eds), Proc. 31st. US. Symp. on Rock Mechanics* Golden, Colorado: 277-284. Rotterdam: Balkema.
- Miller, S.M., McWilliams, P. C. & Kerkerling, J. C., 1989, Evaluation of stereo digitizing for measuring rock fracture, *Rock Mech. as a Guide for Efficient Utilization of Natural Resources, Proc. 30th US Symp. on Rock Mech.*, Morgantown, West Virginia. Balkema, Rotterdam, pp. 201-208.
- Roko, R. O., Daemen, J.J.K. & Myers, D.E., 1997, Variogram characterization of joint surface morphology and asperity deformation during shearing, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34 (1), pp. 71-78.
- Tse, R. & Cruden, D.M. 1978. Estimating Joint Roughness Coefficient. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16: 303-307.
- Turk, N., Gerig, M. J., Dearman, W. R. & Amin, F. F., 1987, Characterization of rock joint surfaces by fractal dimension, *Rock Mech., Proc. 28th US Symp. on Rock Mech.* Tuscan, Arizona, Balkema, Rotterdam, pp. 1223-1236.
- Unal, M. 2000. Modelling of discontinuity surface roughness and investigation of its effects on shear strength, PhD. Thesis, Hacettepe University, Ankara, 219p (in Turkish).
- Unal, M , Unver, B. & Tercan, A.E. 2000. Modelling of Discontinuity Surface Roughness by Digital Photogrammetry and Geostatistical Methods, *Proc. of 9th Int. Symp. on Mine Planning and Equipment Selection*, Athens, Greece, pp. 391-396.
- Weisbach, C. 1978. A new method for the determination of the roughness of rock joints in laboratory. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16:303-307.
- Wu, T. H. & Ali, E. M., 1978, Statistical representation of joint roughness, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 15, pp. 259-262.
- Yoshinaka, R., Yoshida, J., Shimizu, T., Arai, H. & Arisaka, S., 1990, The influence of roughness and degree of interlocking on strength characteristic, *Proc. 22th Symp. on Rock Mechanics*, JSCE, pp. 206-210.

Süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün variogram kullanılarak tanımlanması

Description of discontinuity surface roughness by using variogram

M. Ünal

Maden Mühendisliği Bölümü, Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye

B. Ünver

Maden Mühendisliği Bölümü, Hacettepe Üniversitesi, Ankara, Türkiye

C. Şensöğüt

Maden Mühendisliği Bölümü, Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye

ÖZET: Yüzey pürüzlülüğünün önemi, pürüzlülüğün süreksizliklerin makaslama davranışı üzerindeki etkisinden kaynaklanmaktadır. Bunun için, yüzey pürüzlülüğünün ölçülmesi ve değerlendirilmesi, yüzey geometrisinin ayrıntılı olarak tanımlanabilmesi açısından büyük önem kazanmıştır. Bu çalışmada, süreksizliklerin yüzey pürüzlülüğü sayısal fotogrametri tekniği kullanılarak belirli aralıklarla ölçülmüş ve elde edilen veriler variogram ile çözümlenerek yüzeylerin izotropik ve anizotropik özellikleri araştırılmıştır.

ABSTRACT: The importance of surface roughness can be evaluated as the result from the roughness effect on shear behaviour of discontinuity. Therefore, measurement and evaluation of surface roughness have gained a great significance due to assisting the description of surface geometry in detail. In this study, discontinuity surface roughness was measured in certain range by using digital photogrammetry and then handled data analyzed with variogram to investigate isotropic and anisotropic properties of surface roughness.

1 GİRİŞ

Yüzey pürüzlülüğünün önemi; pek çok araştırmacının belirttiği gibi süreksizliklerin makaslama davranışı ve dolayısıyla da kazıların duraylılığı üzerindeki etkisinden kaynaklanmaktadır. Bunun için, yüzey pürüzlülüğünü modellemeye yönelik çalışmalar büyük önem kazanmıştır.

Doğada, süreksizliklerin yüzey şekillerinin düzgün olmadığı, tesadüfi dağılım gösteren pürüzlerle kaplı olduğu görülmektedir. Bazı araştırmacılar (Carr & Warrine 1987; Türk et al. 1987; Carr 1989; Lee et al. 1990; Miller et al. 1990), bu dağılımların izotropik olduğunu iddia etmişler ve çalışmalarını bu yönde geliştirmişlerdir. Yüzey pürüzlülüğünün

modellenmesine yönelik çalışmaların detaylanmasıyla birlikte bazı yüzeylerin anizotropik bir davranış sergileyebileceği görülmüştür. (Brown & Scholz 1985; Aviles, et al. 1987; Kulatilake et al. 1995; Carr 1997; Develi & Babadagli 1998; Kulatilake & Um 1999; Ünal 2000).

Yüzey pürüzlülüklerinin tanımlanması, ölçme ve değerlendirme olmak üzere iki aşamada gerçekleştirilmektedir. Yüzey pürüzlülüklerinin ölçümlerinde, teknolojiye gelişmelerle birlikte, nicel ve nitel farklılık gösteren birçok teknik kullanılmıştır. Ölçüm tekniklerindeki gelişmelere paralel olarak değerlendirme yöntemlerinde de önemli gelişmeler olmuştur.

Pratikte, yüzey pürüzlülüğü profillerini tanımlamakta kullanılan en yaygın yöntem Barton (1973) tarafından geliştirilen eklem pürüzlülük katsayısı (JRC) ve bu katsayılarla karşılık gelen Barton & Choubey (1977) tarafından önerilen pürüzlülük profilleridir. Yüzeylerin pürüzlülük katsayılarının, bu önerilen profiller ile yapılan karşılaştırmalar sonucu belirleniyor olması basit ve pratik bir yöntem olması açısından bir üstünlük oluşturmakla birlikte öznel olmasından (Miller et al. 1989) dolayı bir sakınca teşkil etmektedir. Çünkü yapılan çalışmalar (Maerz et al. 1990), yüzeylerin farklı gözlemlere göre değişebilen basit bir değerlendirme ile tam olarak tanımlanamayacak kadar karmaşık bir yapı sergilediğini göstermiştir.

Bu çalışmada, andezit ve mermer kayaçlarından alınan numunelerin kırılması yoluyla elde edilen yüzeyler üzerinde, sayısal fotogrametri tekniği kullanılarak belirli aralıklarla x,y,z koordinat ölçümleri yapılmış ve elde edilen veriler variogram

ile çözümlenerek yüzeylerin izotropik ve anizotropik özellikleri araştırılmıştır.

2 NUMUNELERİN VE SÜREKSİZLİK YÜZEYLERİNİN TANIMLANMASI

Bu çalışmada, ortak özellikleri olmakla birlikte yapısal ve mekanik özellikleri açısından farklılıklar içeren kayaçlar (mermer, andezit) kullanılmıştır. Kayaçların seçiminde, kayacın yaygın kullanım alanı dikkate alınmıştır.

2.1 Numunelerin özellikleri

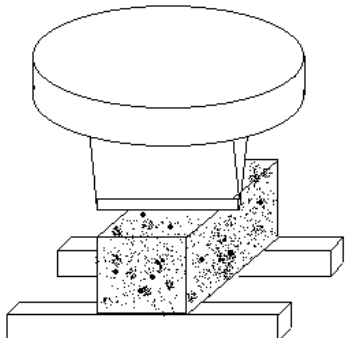
Kayacın yapı ve mekanik özelliklerinin, süreksizlik yüzey pürüzlülüklerinin üzerinde değişik derecelerde etkilerinin olduğu (tam olarak tanımlanamamışsa da) bilinmektedir. Andezit ve mermer numunelerinin yapısal ve bazı mekanik özellikleri Çizelge 1’de özetlenmiştir.

Çizelge 1. Numunelerin yapısal ve mekanik özellikleri

Numune adı	Numune dokusu ve içeriği	Tane Büyüklüğü Dağılımı	Tek eksenli basma dayanımı (MPa)	Çekme dayanımı (MPa)	Sertlik	
					Schmidt	Shore
Mermer	<i>Granoblastic doku</i> Calcite	300 µm - 3.2 mm	65.5	6.25	43	52
Andezit	<i>Porfirik doku</i> Pilojiyoklaz,Biyotit Hornblend, Opak	0.1 mm - 6.4 mm	46.5	9.7	50	68

2.2 Numunelerin hazırlanması

Eklem yüzeyleri, dikdörtgen prizması şeklinde hazırlanmış numunelerin sürekli bir yüklemeye sahip eğilme deney (Şekil 1) düzeneğinde eğilmeye maruz bırakılarak kırılması sonucu yapay olarak elde edilmiştir. Numune yüzeyleri üç farklı boyutta (5x5, 8x8 ve 5x8 cm²) hazırlanmıştır.



Şekil 1. Yapay yüzey elde etme şekli

2.3 Ölçüm yöntemi

Birçok araştırmacı, yüzey pürüzlülüğünü ölçmek için şerit metre (Carr 1989), fotoğraflama tekniği (Carr 1989; Milne 1990), fotogrametri (ISRM 1978; Miller et al. 1989; Ünal 2000) profilometre (Freckler & Rengers 1971; Weisbach 1978; Aydan et al. 1996), lazer (Yoshinaka et al. 1990) gibi ölçüm teknikleri kullanılmıştır.

Bu çalışmada, ölçümler sayısal fotogrametri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Bu teknik kullanılarak yapılan ölçümlerde, süreksizlik yüzeyleri birer arazi parçası gibi düşünülmüş ve malzeme yüzeyini oluşturan girinti ve çıkıntılar, arazi yüzeyi topoğrafyası olarak tanımlanmıştır. Bu işlemler üç aşamada gerçekleştirilmiştir. Bunlar;

- Numune yüzeyi fotoğraf çiftlerinin oluşturulması,

- Fotoğraf çiftlerinin bilgisayar yazılımı (PICTRAN) ile değerlendirilerek 2,5 mm aralıklarla yüzeyin x, y, z koordinat haritasının çıkarılması,
- Elde edilen yüzey koordinatlarını kullanılarak grafik yazılımları (SURFER) yardımıyla yüzey pürüzlülük topoğrafyasının elde edilmesidir.

3 YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN VARIOGRAM İLE ÇÖZÜMLENMESİ

Bazı araştırmacılar, pürüzlülüğün sayısal olarak değerlendirilmesi için istatistik (Wu & Ali 1978; Tse & Cruden 1979; Reeves 1985; Liu & Sterling 1990), jeostatistik (Ferrero & Giani 1990; Roko et al. 1997; Ünal 2001), ve kırışık parçalı (fractal) (Berry & Lewis 1980; Brown & Sclohz 1985; Carr & Warrine 1987; Türk et al. 1987; Lee et al. 1990; Miller et al. 1990) yöntemlerini kullanmışlardır.

Süreksizlik yüzey pürüzlülüğü ölçümlerindeki hassasiyet, çok önemli olmakla birlikte elde edilen ölçüm verilerinin değerlendirilmesi de bir o kadar önemlidir. Süreksizlik yüzey geometrisinin ayrıntılı olarak tanımlanabilmesi, yüzey geometrisindeki değişimin belirgin olarak görülmesini, dolayısıyla da süreksizlik davranışlarının daha iyi anlaşılmasını sağlayacaktır.

Bu yönde yapılacak bir çalışma için en uygun yöntemin variogram olacağı düşünülmüştür. Çünkü, variogram fonksiyonu ile;

- Yüzeyin homojenlik (izotropik) ve heterojenlik (anizotropik) dereceleri belirlenebilmektedir. Variogramın bu özelliği, yüzey pürüzlülüğündeki yöne bağlı değişimlerin belirlenmesine imkan tanımaktadır,
- Az veri ile tutarlı sonuçlar elde edilebilmektedir,
- Yükselti arasındaki değişim, iki değişken arasındaki farkın karesi alınarak hesaplanabilmektedir. Bu da, yüzey geometrisindeki değişimlerin belirgin olarak görülmesini kolaylaştırmaktadır.

Variogramın yetersiz kaldığı nokta ise geometrik açıdan yüzeyin eğim yönünü belirleyememesidir (Ünal 2000).

Yüzey pürüzlülüklerinin tanımlanmasında variogramın tanımlayıcı kavramlarından

yararlanılmıştır. Bu kavramlar ve işlevleri aşağıda özetlenerek sıralanmıştır.

- *Eşik (sill)*: Variogramın duraylı hale geldiği noktadır. Yüzeyi tanımlayan sınır nokta olarak değerlendirilmiştir.
- *Eğim (slope)*: Pürüzlülüğün derecesini belirlemekte kullanılır. Variogramın ilk değerinin yüzeyin pürüzlülük derecesini tanımladığı varsayılmıştır.
- *Külçe etkisi (nugget)*: Yüzey pürüzlerindeki dağılımın düzensizlik derecesini gösterir.
- *Yapısal uzaklık (range)*: Değerlendirmeler yapısal uzaklıklara bağlı olarak yapılmıştır. Makaslama deneyleri için en küçük numune boyutunun kestirilmesinde kullanılmaktadır.

Variogram fonksiyonu Literatürde (Clark & Harper 1992; Tercan 1997; Houlding 1999) ayrıntılı olarak tanımlanmış ve aşağıdaki Eşitlik 1 ile ifade edilmiştir.

$$2\gamma(h, \theta) = E\{[z(x, y) - z\{(x, y) + h(\theta)\}]^2\} \quad (1)$$

$z(x, y)$: (x, y) 'deki yükselti

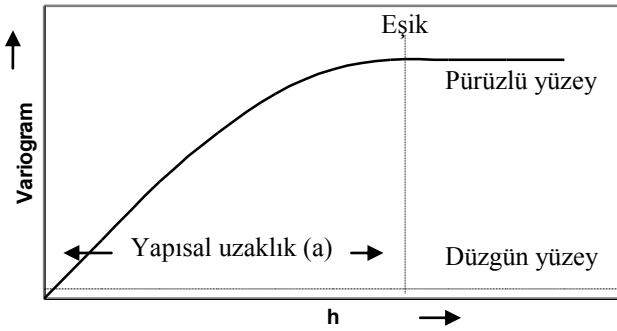
$z\{(x, y) + h(\theta)\}$: (x, y) 'den θ yönündeki radyal mesafedeki yükselti değeri

$E\{.\}$: miktarın beklenen değeri

Eşitlikten de anlaşılacağı üzere variogram uzaklıktan bağımsız ve yükseltiye bağlı olarak değişim göstermektedir. Bu değişim, temsili olarak Şekil 2'de gösterilmiştir. Şekilde görüldüğü gibi uzaklık (h), belirlenen yön (θ) boyunca $|h|$ (gecikme uzaklığı katları) miktarı kadar artan bir vektör olarak tanımlanmaktadır. Bilindiği gibi variogram, birim bir uzaklık ve bunun katları için hesaplanmaktadır. Birim bir uzaklık ise gecikme uzaklığı (lag) veya aralığı olarak tanımlanmaktadır. Gecikme uzaklığı sıfıra eşit, yani yüzey düz ise variogram sıfıra eşit ($\gamma(h) = 0$) olmaktadır. Pürüzlü yüzeyde ise variogram, eşik (sill) noktasına ginceye kadar, (a) miktarı kadar artmaktadır. Küçük $|h|$ değerleri için variogram artıyorsa, pürüzlerin yükselti dağılımlarının uzaklığa bağlı sürekliliğinin derecesini tanımladığı varsayılmaktadır. Herhangi bir yönde, gecikme uzaklığı büyük ise $z(x, y)$ ve $z\{(x, y) + h(\theta)\}$ arasındaki korelasyon görülmeyebilmektedir. Ayrıca bu iki bölgesel değişken arasında düzenliden düzensize geçiş gibi geçişli bir yapı varsa, variogram belirli bir uzaklıktan sonra artışını durdurur ve eşik çevresinde belirli değerler almaya başlar (Şekil 2). Bu ana kadar olan

uzaklık yapısal uzaklık (range) olarak tanımlanır ve örnek çiftlerinin etki alanının sınırlarını belirler. Yani yapısal uzaklıktan daha büyük uzaklıklarda bir değer diğer üzerinde hiç bir etkisi yoktur ve değerler arasında ilişkisizlik egemendir (Journel & Huijbregts 1978; Tercan 1997; Roko et al. 1997).

Yapısal uzaklık değerine yaklaşıldıkça örnek varyans, eşik noktası seviyesine kadar artmaktadır. Önceden de belirtildiği gibi gecikme uzaklığı (lag) sıfır olduğu zaman variogram sıfırdır ve bu durumda külçe etkisi (nugget) bir konumdan diğerine ani olarak değişen bir bölgesel değişkenin davranışını temsil eder. Bu çalışmada; külçe etkisi, yüzeyin yapısal yerel heterojenliğinin tanımlanmasında kullanılmıştır. Örneğin, yüksek külçe etkisi değeri, yüzeyin heterojenlik derecesinin yüksek olduğunu, yani yüzeydeki pürüzlerin dağılımının çok düzensiz olduğunu göstermektedir. Ayrıca külçe etkisi, ölçüm hatalarından veya çok küçük ölçekteki değişimlerden kaynaklanabileceği ifade edilmektedir (Tercan 1997).



Şekil 2. Teorik olarak pürüzlü ve düzgün yüzeyin variogram ile tanımlanması

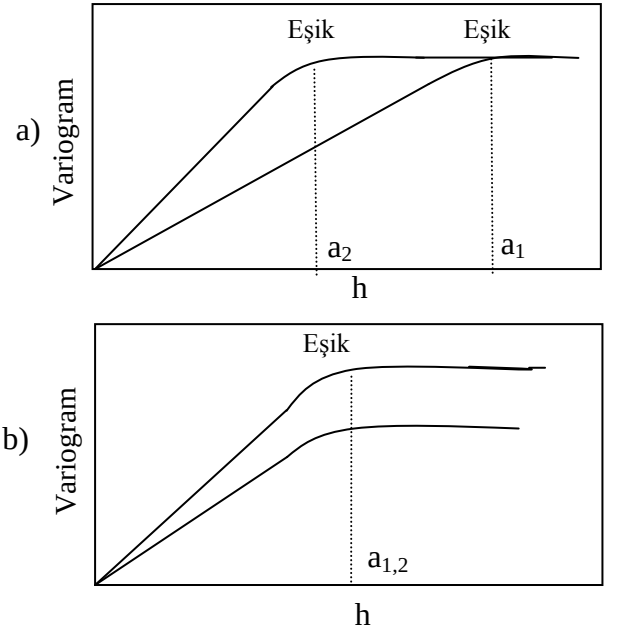
Variogram hesaplamaları ve çizimler, GS+ , GSTAT ve SURFER yazılımları kullanılarak yapılmıştır.

3.1 Variogram ile pürüzlü yüzeylerin anizotropisinin tanımlanması

Yüzeyin bir yönündeki değişim diğer bir yöndeki değişimden daha fazla ise bu yüzeyler anizotropik yüzeyler olarak adlandırılmaktadır. Süreksizlik yüzeylerinin genelde heterojen bir yapıya sahip olmaları, her yönde benzer bir pürüzlülük dağılımını engellemektedir. Variogram fonksiyonu bu tür yüzeylerdeki pürüz yüksekliklerinin yöne bağlı dağılımlarının değerlendirilmesine olanak tanımaktadır. Eğer variogram fonksiyonu sadece uzaklık değerine bağlı olarak bir değerlendirme

yapıyorsa bu tür çözümler izotropik çözümleme olarak adlandırılırlar.

Anizotropi yönleri ve derecesi, variogram çözümleri ile çeşitli yönlerde hesaplanarak belirlenmektedir. Variogramların dört ana yönde hesaplanması çoğu zaman yeterli olabilmektedir. Anizotropik davranışın nicel olarak tanımlanması ise variogram fonksiyonunun farklı yönlerdeki en yüksek değerlerinin belirlenmesiyle mümkün olmaktadır. Bir yüzey üzerinde bütün yönlerdeki variogram değerleri, izotropik çözümleme sonucu elde edilen dairenin yarıçapına yaklaşıyorsa, bu yüzey izotropik yüzey olarak adlandırılır. Yani bütün yönlerde, $\gamma(h, \theta) = \gamma(h)$ ise değişkenler izotropiktir. Eğer bütün yönlerde ölçülen variogram değerleri daire değil de, elipse benzer bir şekil oluşturuyorsa, yani variogramlarda yapısal uzaklık (a), yönün bir fonksiyonu olarak değişiyorsa, bu yüzeylerde geometrik anizotropi vardır (Şekil 3, a). Eğer elde edilen grafik bahsedilen her iki tarife de benzemiyorsa, yani yapısal uzaklık aynı kalıp eşik değerleri değişiyorsa, bu durumda yüzeyin pürüz yükselti dağılımı zonal anizotropi gösteriyor demektir (Şekil 3, b) (Clark & Harper 1992).



Şekil 3. Anizotropi tanımlamaları, a) Geometrik anizotropi ve b) Zonal anizotropi

3.2 Yüzey pürüzlülüğü ve variogram kavramları arasındaki fiziki ilişkinin belirlenmesi

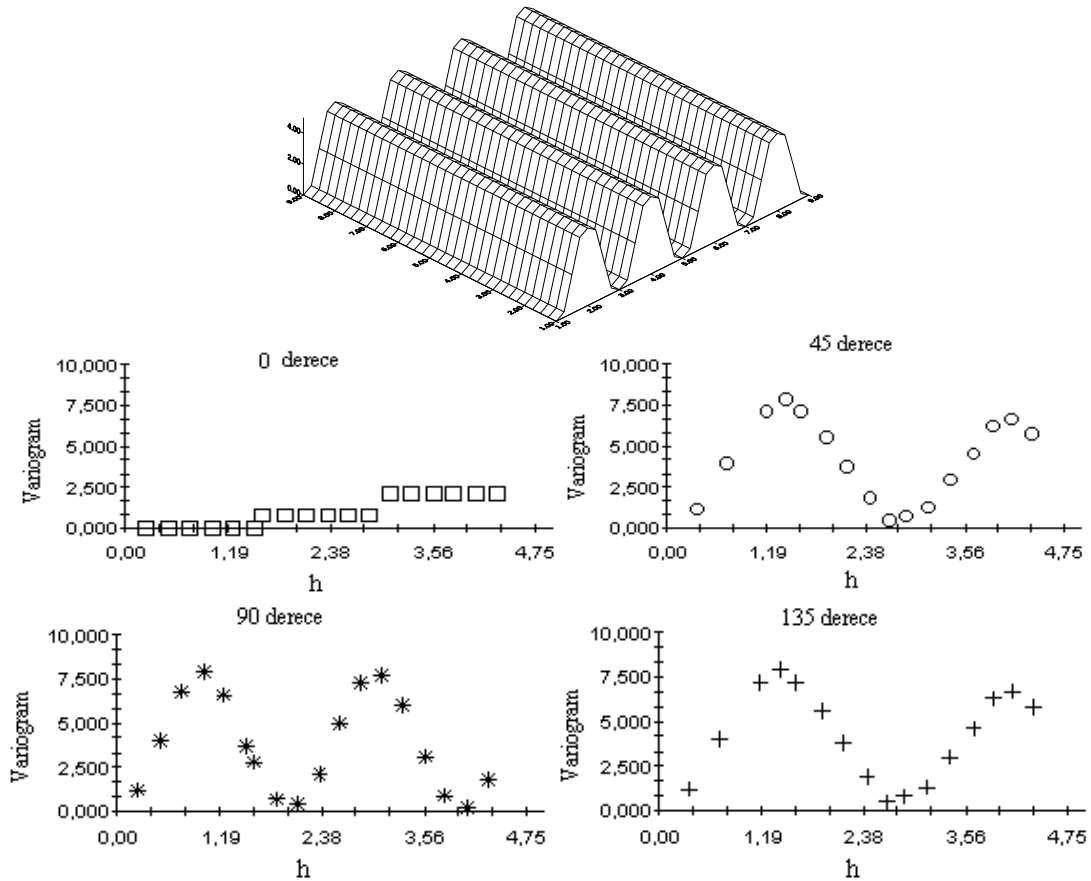
Variogram çözümlerinin bu çalışmada kullanılmasının amacı, süreksizlik yüzeylerinin pürüzlülük karakteristiği ile variogram kavramları (külçe etkisi, eşik ve yapısal uzaklık) arasındaki

ilişkinin belirlenmesidir. Öncelikli olarak, variogram fonksiyonunun pürüzlü yüzeyleri fiziksel olarak nasıl yorumladığı araştırılmıştır.

Bu amaçla farklı yükselti, eğim ve frekansa sahip yapay pürüzlülük topoğrafyaları oluşturulmuştur. Bu topoğrafya verileri 2,5 mm aralıklarla düzenlenmiştir. Çözümleme yapılan uzaklık, en uygun dağılımı verecek ve karşılaştırma olanağı sağlayacak şekilde ayarlanmıştır. Genel olarak, çözümleme yapılan uzaklık, aktif uzunluğun yarısıdır. Duruma bağlı olarak aktif uzunluğun yarısından daha küçük alınabilmektedirler. Çözümlemelerde, tolerans açısı 10° olarak belirlenmiştir (E. Tercan 2000, sözlü görüşme).

Öncelikli olarak, variogram fonksiyonunun yüzeyi ne derece ve yönlere bağlı değişimi nasıl tanımladığını net olarak gösterebilmek için yapay yüzey verileri üzerinde anizotropi çözümlemeleri yapılmış ve fiziki değişimler ile ne derece örtüştüğü yüzeyin izometrik topoğrafyaları ile karşılaştırılarak incelenmiştir.

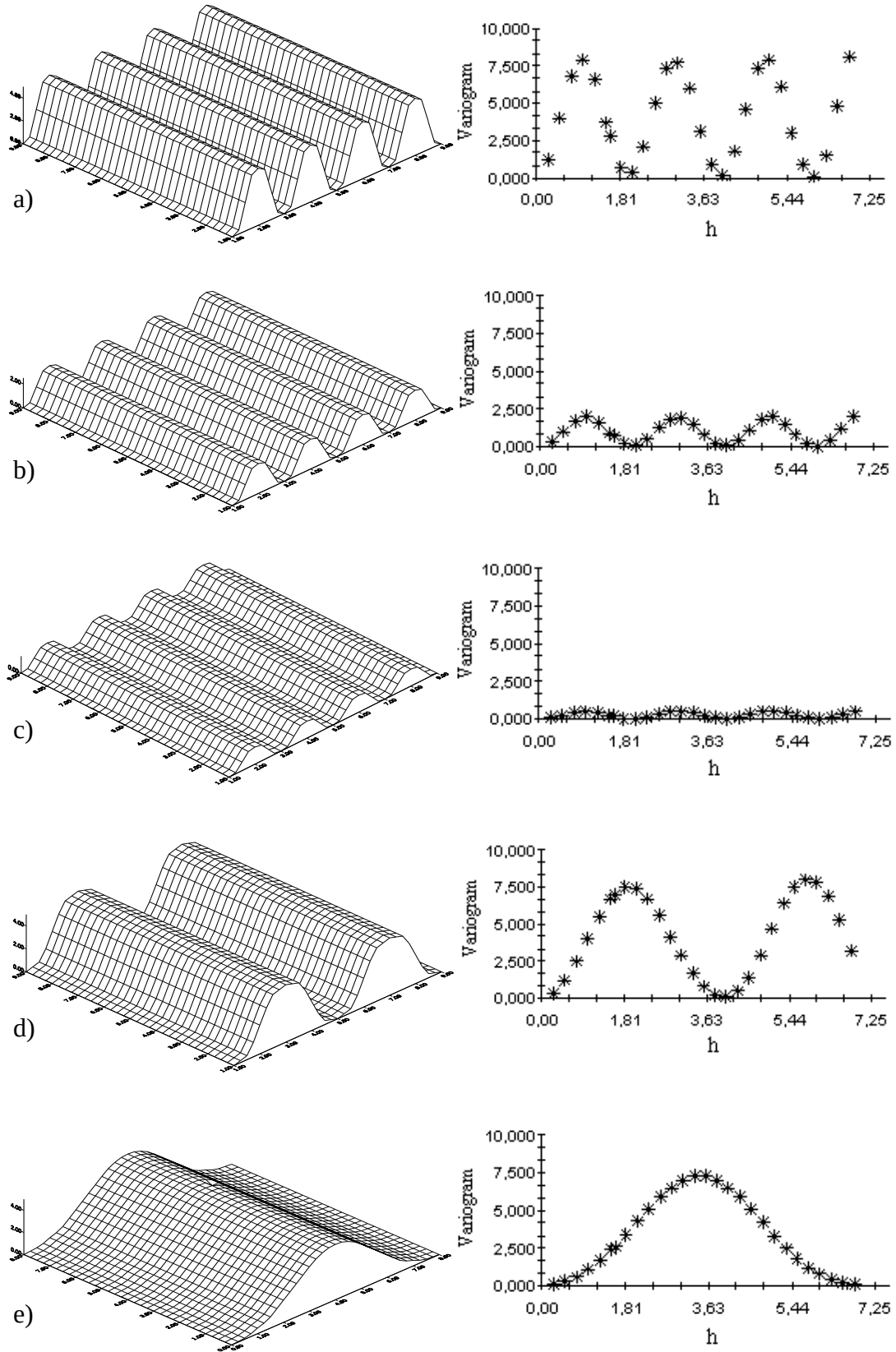
Anizotropi çözümlemeleri, yüzeyi doğru olarak tanımlayacak şekilde dört yönde (0, 45, 90, 135), pürüz yükseklikleri ve dalga boyları eşit bir yüzey üzerinde yapılmıştır (Şekil 4).



Şekil 4. Dalgalı bir yüzeydeki yöne bağlı değişimin variogram ile gösterilmesi

Variogram fonksiyonunun, yüzey pürüzlerinin dalga boyunu, yükseltilerindeki ve pürüzlülük frekansındaki değişimleri nasıl tanımladığı, farklı dalga boyu, yükseklik ve pürüzlülük frekansına sahip yapay yüzeyler üzerinde yapılan variogram çözümlemeleri sonucunda belirlenmiş ve Şekil 5'de gösterilmiştir. Şekil 5 (a ve d)'de görüldüğü gibi pürüzlerin frekansındaki artışla birlikte eğimlerin

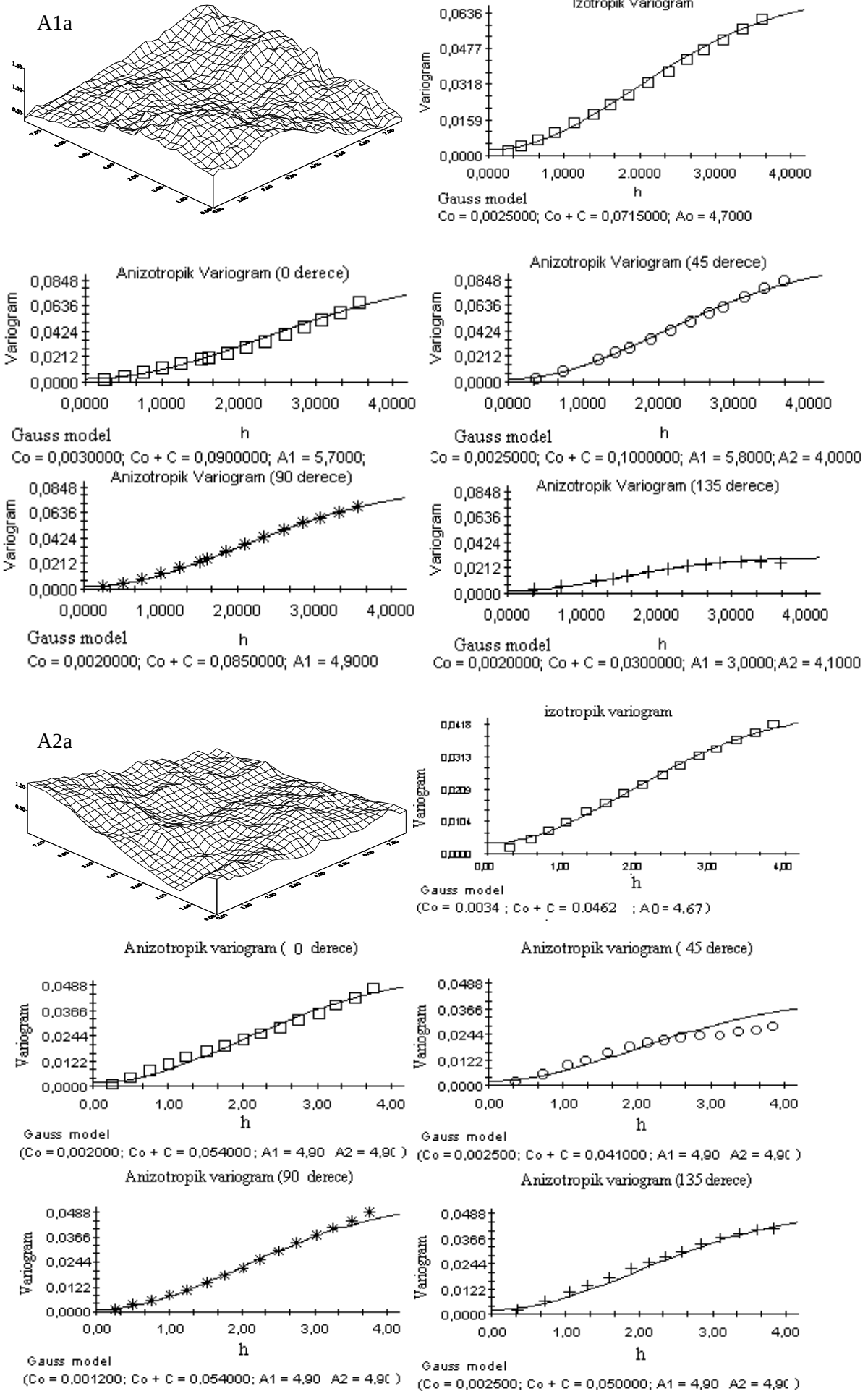
dikleştiği gözlenmiştir. Yüzeylerdeki yükselti büyüklükleri veya yükselti arasındaki farklar azaldıkça eğrinin orijine yakın bölümünde eğimler azalmıştır (Şekil 5 a,b,c). Özet olarak; variogramın, yüzeydeki yükselti ve periyodik değişimleri belirgin olarak tanımlayabildiği görülmüştür.



Şekil 5. Farklı yükselti ve dalga boylarındaki yüzey pürüzlülüklerinin 90° deki anizotropik variogramı

Hemen hemen değerlendirilen bütün andezit ve mermer yüzeylerinin variogram çözümlemelerinde belirli miktarlarda külçe etkisinin olduğu görülmektedir (Şekil 6'da örneklendirilmiştir).

Yüzeylerin pürüzlülüğü arttıkça külçe etkisinin de arttığı düşünüldüğünde, külçe etkisinin, küçük aralıklardaki ani değişimlerden kaynaklandığı söylenebilir.



Şekil 6. Andezit (A1a-A2 a) numune yüzeylerinin deneysel ve teorik variogramları

Şekil 6’da görüldüğü gibi variogram eğrileri belirli bölgelerde doğrusala yakın bir davranış sergilemektedirler. Bu davranış, pürüzlülüğün homojenliğiyle ilgilidir ve yüzeydeki pürüz dağılımının düzenliliğini göstermektedir. Yüzeylerin deneysel variogram çözümlemelerinde, variogram eğrilerinin merkeze (orijine) yakın eğimi yüzeyin pürüzlülük derecesini göstermektedir. Eğim azaldıkça yüzeyin pürüzlülüğü azalmakta, arttıkça da artmaktadır. Bazı yüzeylerin çözümlemesinde özellikle izotropik çözümlemelerde (Şekil 6’da izotropik ve anizotropik (0 derecede)) pürüzlülükteki homojenliği onaylayan sürekli bir artış gözlenmiş ve eşik oluşmamıştır. Bu tür andezit yüzeylerinin variogram değerleri yaklaşık olarak 5,91 cm’ye kadar doğrusala yakın düzenli bir artış göstermiştir. Eşik noktası sonrası pürüz dağılımları ise genel olarak homojen olmayan bir yapıya sahiptir. Eğer eşik noktası çok büyük bir uzaklıkta oluşuyorsa, yani herhangi bir korelasyon uzunluğu söz konusu değil ise bu durum Bandis vd. (1981) tarafından ölçek etkisi olarak tanımlanmıştır (Roko et al. 1997). Örneğin, korelasyon uzunluğu; 7,75cm x 7,75 cm boyutlarındaki yüzeylerin izotropik çözümlemelerinde 5,5 - 6 cm arasında, anizotropik çözümlemelerinde 4 - 6 cm arasında, 5 cm x 5 cm boyutlarındaki andezit yüzeylerinin izotropik çözümlemelerinde 2,5 - 4 cm arasında, anizotropik çözümlemelerinde 2,5 - 3,5 cm arasında değiştiği ve mermer yüzey çözümlemelerinde ise 2,5 - 3,5 cm arasında değiştiği gözlenmiştir. Bu sonuçlar yüzeyin bütünü ele alınarak yani güvenilir aralık (örnek varyans) dışı dikkate alınarak yapılan çözümlemelerden elde edilmiştir. Güvenilir aralıkta yapılan çözümlemelerde ise belirgin bir korelasyon uzunluğu belirlenememiştir. Yani izotropik ve anizotropik çözümlemelerin çoğunda ölçek etkisi söz konusudur (Ünal 2000).

Şekil 6’da (A2a, 45 derecede) ve benzeri deneysel variogram çözümlemelerinde eğriler eşikten sonra pürüzlülüğün homojenlik özelliğini kaybettiğini göstermekte ve yerel yığılma (local drift) olarak tanımlanmaktadır. Buna neden olan fiziki yapı, yüzeydeki dalgalılıktır. Yerel yığılma olayı yüzeylerin topografik haritalarında açıkça görülmektedir. Yine benzer bir şekilde eşik sonrası homojen olmayan değişimler yuva etkisi (hole effect) olarak adlandırılmıştır. Yuva etkisi belirlenen yön boyunca küçük çaptaki dalgalanmalardan kaynaklanmaktadır. Örnek andezit ve mermer numunesi yüzeylerinde böyle bir değişim gözlenmemiştir.

Şekil 6’da da görüldüğü gibi deneysel ve teorik variogramlar arasında çok büyük değişimler gözlenmemiştir. Deneysel variogramlar artan uzaklığa bağlı olarak düzenli bir değişim göstermişlerdir. Bu da modelin oluşturulmasını kolaylaştırmıştır.

Teorik variogram analizlerinde; külçe etkisi (C_0), eşik (C) ve yapısal uzaklık (A) gibi variogram kavramlarını tanımlamak için deneysel variogramlar ile çok iyi örtüşen teorik modeller oluşturulmuştur (Şekil 6). Anizotropik çözümlemelerde ki farklı yönlerdeki eğriler arasındaki görünür farka rağmen deneysel variogramlar Gauss modeliyle büyük bir uyum sergilemiştir. Gauss modeli orijinde parabolik davranış gösteren tek variogram modelidir.

Çizelge 2’deki teorik model verileri yardımıyla, deneysel variogram çözümlemeleriyle açık olarak belirlenemeyen, eşik ve yapısal uzaklık verileri kestirilebilmiştir. Bu verilere göre, andezit numuneleri için eşikteki variogramın ortalama değeri 0.5 mermer numuneleri için ise 0.3 bulunmuştur. Eşik noktasına kadar olan uzaklık, yani yapısal uzaklık ortalama olarak andezit numuneleri için 5 cm, mermer numuneleri için ise 3,5 cm olarak kestirilmiştir. Bu değerler her numune için değişmekteyse de, genel olarak makaslama deneylerinde kullanılacak numuneler için en uygun numune boyutu olarak kabul edilebilir.

Sonuç olarak, süreksizlik yüzey pürüzlülüklerinin izotropik ve anizotropik davranışları, variogram çözümlemeleri yardımıyla, eşik, eğim ve yapısal uzaklık gibi parametrelere bağlı olarak tanımlanmıştır. Andezit ve mermer numune yüzeylerinin anizotropik deneysel variogramlarında (güvenilir aralıkta) eşik noktası bütün yönlerde belirgin olarak kestirilememiştir. Bu durumda örnek varyans değerinin variogram eğrisini kestiği nokta eşik noktası olarak kabul edilmiştir (E. Tercan, 2000, sözlü görüşme). Ayrıca teorik model yardımıyla da bu değerler (Çizelge 2) yaklaşık olarak kestirilebilmektedir.

Yüzey variogram haritalarından anlaşılacağı üzere merkezden uzaklaştıkça yöne ve yüzeyin pürüzlülük derecesine bağlı olarak variogram haritalarında düzensizleşme olduğu ve simetrisinin bozulduğu görülmektedir. Örneğin, Şekil 7’de görüldüğü gibi yüzeyin pürüzlülük derecesi azaldıkça, variogramlar dairesel bir görünüm sergilemekte, arttıkça dairesel görünümünden uzaklaşmaktadır.

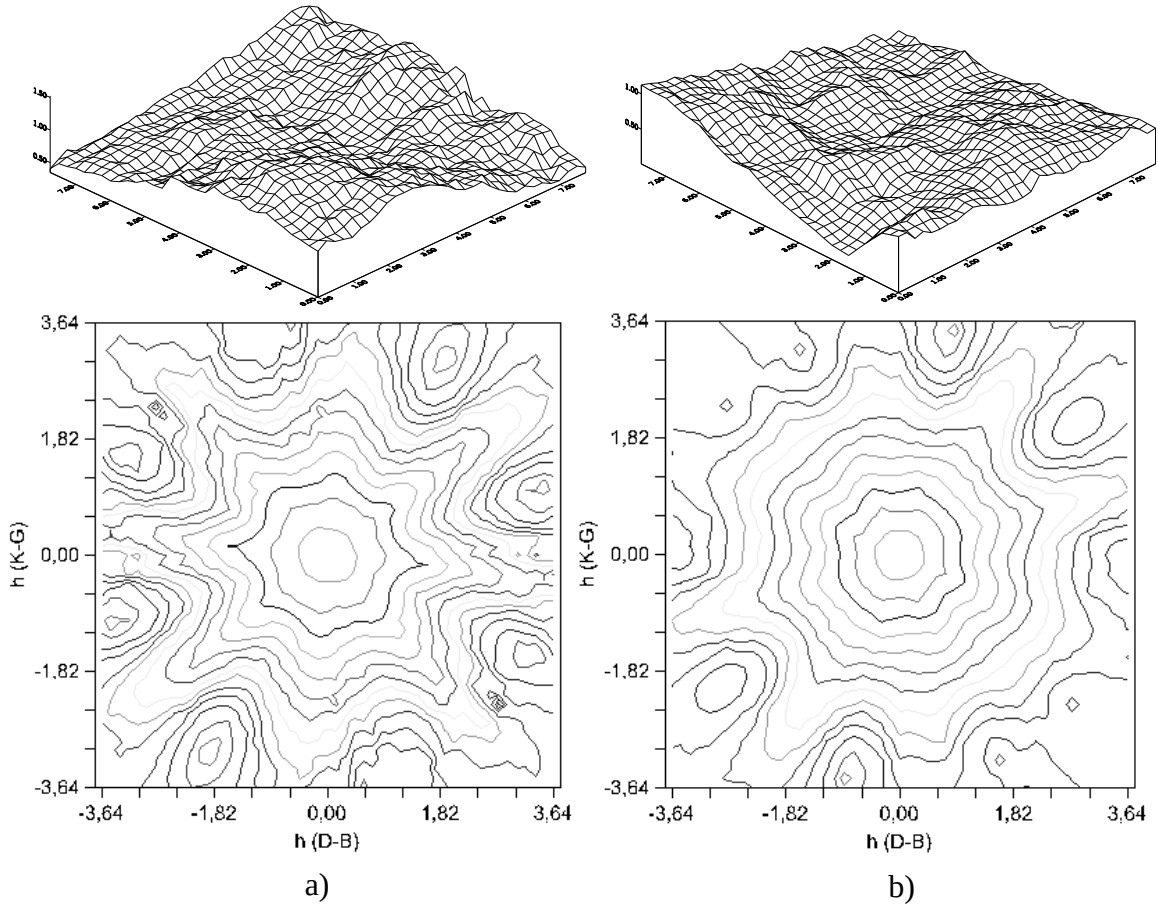
Çizelge 2.. Andezit ve mermer numunelerinin teorik variogram çalışmalarından elde edilen teorik model verileri

Numune Adı	İzotropik			Anizotropik											
				0			45			90			135		
	Co	Co+C	Ao	Co	Co+C	A1-A2	Co	Co+C	A1-A2	Co	Co+C	A1-A2	Co	Co+C	A1-A2
A1a	0.0034	0.0462	4.67	0.002	0.054	4.9-4.9	0.0025	0.041	4.9-4.9	0.0012	0.054	4.9-4.9	0.0025	0.05	4.9-4.9
A2ü	0.0032	0.079	5.2	0.0032	0.075	4.9-4.9	0.002	0.04	4.9-4.9	0.0015	0.085	4.9-4.9	0.002	0.100	4.9-4.9
A3ü	0.00	0.0703	7.6	0.0034	0.078	4.9-4.9	0.003	0.056	4.9-4.9	0.0025	0.055	4.9-4.9	0.003	0.039	3.2-3.2
A4a	0.0029	0.1188	5.1	0.0034	0.13	5.2-5.2	0.0025	0.185	6.0-5.6	0.002	0.092	4.9-4.9	0.0025	0.09	4.9-4.9
A5ü	0.0032	0.1041	5.73	0.002	0.02	2.0-2.0	0.002	0.2	6.0-15.0	0.001	0.15	4.8-5.0	0.0025	0.13	5.5-5.5
A10a	0.002	0.089	4.3	0.0023	0.04	2.5-4.0	0.001	0.125	4.4-5.2	0.001	0.155	4.4-5.2	0.0023	0.05	2.5-4.0
A11a	0.0023	0.0463	2.531	0.002	0.054	2.48-2.48	0.002	0.045	2.48-2.48	0.002	0.022	2.48-1.78	0.002	0.058	2.48-2.48
A12ü	0.0027	0.0378	3.31	0.0015	0.064	4.6-4.0	0.0025	0.075	4.6-4.0	0.002	0.022	4.0-2.0	0.0025	0.02	4.0-1.5
A13ü	0.0028	0.0871	4.068	0.003	0.1156	4.1-4.1	0.003	0.042	4.01.5	0.0025	0.039	4.0-3.0	0.002	0.17	7.0-1.0
A14ü(Üssel)	0.00001	0.01552	1.67	0.000	0.0075	1.4-2.35	0.0001	0.019	2.04-2.04	0.00	0.023	2.35-2.35	0.0001	0.0172	2.04-2.03
A14ü	0.00089	0.0092	1.34	0.0005	0.0078	1.22-1.22	0.00089	0.0105	1.4-1.4	0.00089	0.008	1.22-1.22	0.00089	0.0095	1.4-1.4
A15a	0.0027	0.1014	4.34	0.0035	0.055	3.1-4.35	0.001	0.145	4.35-4.35	0.0005	0.15	4.0-5.0	0.0035	0.052	3.1-4.5
M1ü	0.0008	0.0396	4.94	0.0000	0.05	5.40-3.0	0.000	0.038	6.0-4.0	0.0008	0.039	4.2-4.95	0.0007	0.028	2.0-4.3
M2a	0.00125	0.0247	3.85	0.001	0.0242	2.85-2.7	0.001	0.068	6.5-6.7	0.0009	0.018	6.0-4.5	0.001	0.021	3.0-4.0
M3ü(Küresel)	0.000	0.00683	3.35	0.000	0.0067	3.7-3.7	0.00	0.0069	3.38-3.2	0.000	0.0069	3.38-3.4	0.00	0.0069	3.38-3.2
M4ü	0.00132	0.02194	3.98	0.001	0.019	4.0-4.0	0.001	0.0275	3.5-4.34	0.001	0.0255	4.34-4.34	0.001	0.02	4.0-5.0
M3ü	0.00067	0.00595	2.34	0.0004	0.006	2.7-2.7	0.00078	0.007	2.8-2.8	0.0006	0.0055	4.0-4.9	0.00078	0.0071	2.8-2.8

Co: Külçe etkisi

C: Eşik

Ao, A1, A2: Yapısal uzaklık



Şekil 7. Farklı pürüzlülük derecesindeki yüzeylerin variogram haritaları, a) A1a (JRC=16-18), b) A2a (JRC=10-12)

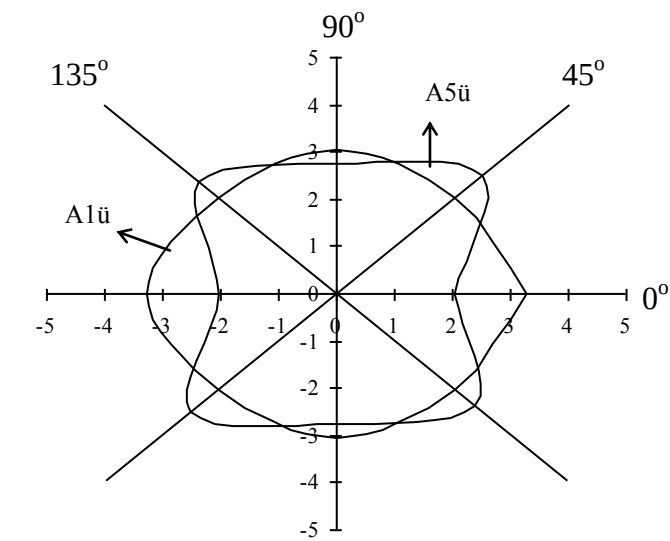
Polar koordinat çizimlerinde, andezit ve mermer yüzey pürüzlülüklerinin genel olarak geometrik anizotropik yapı (Şekil 8, (A1ü)) sergiledikleri görülmüştür. Şekil 8’de örnekte görüldüğü gibi bazı numunelerin (A5ü, gibi) yüzey pürüzlülükleri ise zonal anizotropiye yakın bir yapı göstermektedirler

Variogramların ilk bölümündeki eğimin yüzeyin pürüzlülük derecesini belirlediği bilinmektedir. Yapısal uzunluğun artışına bağlı olarak artmakta ve yöne bağlı olarak değişmektedir. Eğer yüzey pürüzlü ise eğim, yüzeyin pürüzlülük derecesine bağlı olarak değişim göstermektedir. Yani pürüzlülük arttıkça eğim dikleşmekte, azaldıkça azalmaktadır. Örneğin, Şekil 8’de (A5ü) görüldüğü gibi eğim, 0° yönünde en düşük, 45° yönünde en yüksektir.

Süreksizlik yüzey variogramlarının eşik noktaları ve yapısal uzaklıkları, yönler ve farklı numunelere göre değişim gösterdiği görülmüş ve polar koordinat çizimleri ile gösterilmiştir. Polar koordinat çizimleri özellikle yöne bağlı değişimleri belirgin olarak gösterebilmesi açısından önemlidir.

6 SONUÇLAR

Bu araştırma kapsamında; yapay yüzeylerin pürüzlülüğü sayısal fotogrametri kullanılarak ölçülmüş ve elde edilen veriler variogram fonksiyonu ile değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar yapay yüzeylerdeki değişimlerin variogram yardımıyla hassas olarak belirlenebileceğini



Şekil 8. Örnek andezit numunelerinin variogram değerlerinin farklı yönlerdeki davranışının polar koordinat çizimleri

göstermiştir. Bu da, yüzeylerin ayrıntılı olarak tanımlanmasında variogramın uygun bir yöntem olabileceğini göstermiştir. Variogram çözümlemeleri ile ilgili sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

- Variogram fonksiyonunun yüzeylerdeki pürüzlülük değişimlerini çok hassas bir şekilde algıladığı görülmüştür. Dolayısıyla, süreksizliklerdeki hareketlerin kestirilmesini ve belirlenebilmesini kolaylaştıracaktır.
- Variogram ile pürüzlülüğün yöne bağlı değişimi olan anizotropisi tutarlı ve açık bir şekilde belirlenmiştir. Bu sayede, süreksizlik makaslama dayanımının yöne bağlı değişiminin modellenenilmesi mümkün olmaktadır.
- Variogram kavramları ile makaslama deneylerinde kullanılabilecek, pürüzlülük dağılımına bağlı olarak değişen, numune boyutunun kestirilmesinde kullanılabileceği belirlenmiştir. Örneğin, andezit için uygun kare şeklindeki makaslama numune boyutu 5-6 cm olarak tahmin edilmiştir.
- Andezit ve mermer yüzey pürüzlülüğünün çoğunlukla Gauss modeline uyduğu görülmüştür.
- Polar koordinat çizimlerinin yüzey geometrisinin tanımlanmasında önemli bir kolaylık sağladığı belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

- Aviles, C. A., Scholz, C. H. & Boatright, J., 1987. Fractal analysis applied to characteristic segments of the San Andreas fault, *Journal of Geophysical Research*, 92, B1: pp. 331-344.
- Aydan, Ö., Shimizu, Y. & Kawamoto, T., 1996. The anisotropy of surface morphology characteristics of rock discontinuities, *Rock Mech. and Rock Eng.*, 29(1), pp. 47-59.
- Bandis S. C., Lumsden A. C. & Barton N. R. 1981, Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 18, pp. 1-21.
- Barton, N., 1973. Review of a new shear-strength criterion for rock joints, *Engineering Geology*, 7, pp. 287-332.
- Barton, N. & V. Choubey 1977. The shear strength of rock joints in theory and practise *Rock Mechanics*.10:1-54.
- Berry, M.V. & Z. V. Lewis 1980. On the weierstrass-mandelbrot fractal function. *Proc. R. Soc. Land. A* 370:459-484.
- Brown, S.R. & J.B. Scholz 1985. Broad-Bandwidth study of the topography of natural rock surfaces. *I. Geophys. Res.* 90:12575-12582.
- Carr, J.R. & J.B. Warriner 1987. Rock mass characterization using fractal dimension. *Rock Mech., Proc. 28th Us Symp. On Rock Mech.* Tuscan, Arizona:73-80. Rotterdam: Balkema.
- Carr, J.R. 1989. Fractal characterization of joint surface roughness in welded tuff at yucca mountain, Nevada. *Proc. 30th Us Symp. On Rock Mech.*, Morgantown, West Virginia: 193-200. Rotterdam: Balkema.
- Carr, J.R. 1997. Statistical self-affinity, fractal dimension and geological interpretation, *Engineering Geology*, 48.: 269-282.
- Clark, I & Harper, W.V., 1992. *Practical Geostatistics*, Ecosse North America, 169p
- Develi, K. & T. Babadagli 1998. Quantification of natural fracture surfaces using fractal geometry. *Mathematical Geology*, 30(8): 971-999.
- Fecker, E. & N. Rengers 1971. Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass. *Rock Fracture, Proc. Int. Symp. Rock Mech.* France:Nancy.
- Ferrero, A.M & G.P. Giani 1990. Geostatistical description of the joint surface roughness. *Rock Mechanics Contributions And Challenges*, Hustralid And Jhonson (Eds): 463-469. Rotterdam: Balkema.
- Houlding, S.W., 1999. *Practical Geostatistics Modelling and Spatial Analysis*, Springer Verlag, 159 p.
- ISRM. 1978. Commission for standardization of laboratory and field test, suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rockmech. Min. Sci.*, 15(6): 319-368.
- Journel, A. G. & Huijbregts, C. J., 1978. *Mining Geostatistics*, London, Academic Press, 325 p.
- Kulatilake P. H. S. W., Shou, G., Huang, T.H. & Morgan, R.M., 1995. New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 32, pp. 673-697.
- Kulatilake, P. H. S. W. & Um, J., 1999. Requirements for accurate quantification of self roughness using the roughness-length method, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36, pp. 5-18.
- Lee, Y. H., Carr, J. R., Barr, D. J. & Haas, C. J., 1990. The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27(6), pp. 453-464.
- Liu, H. & R.L. Sterling 1990. Statistical description of the surface roughness of rock joints. *Proc. 31st. Us. Symp. on Rock Mechanics, Hustralid & Jhonson (Eds)*, Golden, Colorado: 277-284. Rotterdam: Balkema.
- Maerz, N. H., Franklin, J. A. & Bennett, C. P., 1990. Joint roughness measurements using shadow profilometry, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 27(5), pp. 329-343.
- Miller, S.M., McWilliams, P. C. & Kerker, J. C., 1989. Evaluation of stereo digitizing for measuring rock fracture, *Rock Mech. as a Guide for Efficient Utilization of Natural Resources, Proc. 30th US Symp. on Rock Mech.*, Morgantown, West Virginia. Balkema, Rotterdam, pp. 201-208.
- Miller, S. M., McWilliams, P. C. & Kerker, J. C., 1990. Ambiguities in estimating fractal dimensions of rock fracture surfaces, *Rock Mech. Contribution and Challenges, Proc. 31st. US. Symp. on Rock Mechanics*, Hustralid & Jhonson (eds) Golden, Colorado, Balkema, Rotterdam, pp. 471-478.
- Milne, D., 1990. Standard joint descriptions for improved rock classification, *Rock Mech. Contribution and Challenges, Proc. 31st. US. Symp. on Rock Mechanics*, Golden, Colorado, Balkema, Rotterdam, pp. 35-41.
- Reeves, M.J. 1985. Rock surface roughness and frictional strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 22: 429-442.

- Roko, R. O., Daemen, J.J.K. & Myers, D.E., 1997. Variogram characterization of joint surface morphology and asperity deformation during shearing, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34 (1), pp. 71-78.
- Tercan, A. E., 1997. *Temel jeostatistik*, Ders notu, Hacettepe Üniversitesi, Beytepe, Ankara 123 s.
- Tse, R. & D.M. Cruden 1978. Estimating Joint Roughness Coefficient. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16: 303-307.
- Turk, N., Gerig, M. J., Dearman, W. R. & Amin, F. F., 1987. Characterization of rock joint surfaces by fractal dimension, *Rock Mech., Proc. 28th US Symp. on Rock Mech.* Tuscan, Arizona, Balkema, Rotterdam, pp. 1223-1236.
- Ünal, M. 2000. *Süreksizlik yüzey pürüzlülüğünün modellenmesi ve makaslama dayanımı üzerindeki etkilerinin incelenmesi*, Doktora tezi, Hacettepe Üniversitesi, Ankara, 219s.
- Ünal, M , Ünver, B. & Tercan, A.E. 2000. Modelling of Discontinuity Surface Roughness by Digital Photogrammetry and Geostatistical Methods, *Proc. of 9th Int. Symp. on Mine Planning and Equipment Selection*, Athens, Greece, pp. 391-396.
- Weisbach, C. 1978. A new method for the determination of the roughness of rock joints in laboratory. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 16:303-307.
- Wu, T. H. & Ali, E. M., 1978. Statistical representation of joint roughness, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 15, pp. 259-262.
- Yoshinaka, R. 1990. The influence of roughness and degree of interlocking on strength characteristic. *Proc. 22th Symp. On Rock Mechanics*, Jsce,; 206-210.

Elektriksel direnç yöntemi aracılığıyla kaya maddelerinde süreksizlik düzlemlerinin belirlenmesi

Determination of discontinuities at rock materials by electrical resistance method

N. Bilim, İ. Özkan & M. K.Gökay

Selçuk Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, KONYA.

Özet: Kaya mühendislik tasarımlarında yaklaşık 30 adet kaya kütle parametresi kullanılmaktadır. Tasarım mühendisleri, bu parametreleri kullanarak kaya kütlelerinin karakteristiklerini belirlemeye çalışırlar. Elde edilen sonuçlara göre şev, tünel, galeri, yeraltı deposu gibi kazı açıklıklarının tasarımı yapılır. Fakat parametre sayısı çok olduğu için, tasarım yapmak oldukça zahmetlidir. Bu parametrelerden süreksizlik düzlemlerinin belirlenmesi için, bu çalışmada elektriksel iletkenlik yaklaşımı önerilmiştir. Bu yaklaşım sayesinde, kaya kütlelerinin süreksizlik karakteristiğini belirlemek hem daha kolay hem de daha düşük maliyetli olacaktır.

Bu çalışmada değişik su içeriklerinde model kayalara elektrik akımı verilerek, elektriksel iletkenlik değerleri ile bu değerlerdeki değişimler belirlenerek kayaç içerisindeki süreksizliklerin pozisyonları ve boyutları belirlenmeye çalışılmıştır. Silindirik ve beton plaka şeklinde hazırlanmış olan toplam 217 adet model malzeme üzerinde elektriksel iletkenlik deneyleri yapılmadan önce, model birimlerin suya doygunluk değerleri ile mekanik karakteristikleri belirlenmiştir. Daha sonra ise elde edilen veriler yardımıyla değişik su içeriklerinde elektriksel iletkenlik ölçümleri gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen deney sonuçlarından elde edilen veriler ile 581 adet grafik hazırlanmış ve yorumlanmıştır.

Abstract: About 30 rock mass parameters were used in rock engineering designs. The design engineers studied to determine the characteristics of the rock masses based on these parameters. Based on the test results, the slope, tunnel, gateroad and underground storage were designed. Determining the joint characterization by this approach makes the cost lower and the job easier while designing rocks.

In this study, the electrical voltages on the model rock samples in different water contents are given. Then after determining the electrical conductivity values and their varying values, their joint orientations and positions were tried to be identified. For these tests, 217 model specimens were prepared in Selcuk University, Mining Engineer Laboratory, and before they were tested in terms of electrical conductivity, their water-satisfaction values and mechanic characteristics were determined. Consequently, using the data obtained from the experiment, 581 graphics were prepared and interpreted.

1. GİRİŞ

Mühendislik çalışmalarında homojen veya homojene yakın malzemeler üzerinde tasarım yapmak daha kolaydır. Çünkü tasarımda baz alınacak parametre sayısı az olmaktadır. Kaya maddesi özellikle kaya kütlesi ise heterojen bir yapı sergilemektedir. Kaya kütlesi birçok süreksizlik, mineral farklılığı gibi değişik yapıları bünyesinde bulundurur. Bugün kaya mühendislik yapılarının tasarımında yaygın olarak kullanılan, kaya kütle sınıflama sistemlerinde birbirinden farklı 30'a yakın parametre olduğu görülmektedir (Özkan ve Ünal, 1996). Parametre sayısının çok olmasından dolayı mühendisler için tasarım yapmak oldukça zor ve maliyetli olmaktadır. Kaya mühendisleri için tasarımda en zor olan, kaya

kütle karakteristiğini yansıtan bu parametrelerin her zaman hassas bir şekilde ölçülememeleridir. Bu sebeple tasarım çalışmalarında emniyet katsayısı büyük tutulmak zorunda kalınmaktadır. Fakat bu durum maliyetleri önemli bir miktarda artırmaktadır. Mühendisler için tasarım çalışmalarının hızlı, ekonomik ve emniyetli bir durum göstermesi en arzu edilen bir durumdur. Kaya kütle karakteristiğinin belirlenmesinde göz önüne alınan 30'a yakın parametreden bir tanesi olan süreksizlik düzlemlerinin belirlenmesi için bu çalışmada elektriksel iletkenlik yaklaşımı önerilmiştir. Bu yaklaşım temel olarak suyun elektrik iletim özelliğinden yararlanarak kayaç içerisindeki süreksizlik düzlemlerinin yerlerinin tespit etmeye yöneliktir. Elektriksel iletkenlik metodu birçok

jeofizik çalışmalarında kullanılmakla birlikte amaç kaya kütlesinin makro ölçekte yapısını belirlemeye yöneliktir. Yapılan bu çalışma ise bu işlemleri daha küçük boyutlara uyarlamaya yöneliktir.

Kayaçlar yalıtkan malzemelerdir (öz dirençleri $\geq 10^4$ ohm.m). Bu yüzden kayaçların çoğunda iletkenlik elektrolitiktir ve mineral tanelerinde değil gözeneklerde yer alır. Elektrik akımı ileten iyonlar, tuzların suda erimesi sonucu ortaya çıkar. Her bir iyon ancak belirli bir miktar yük taşıyabileceğinden bir çözeltide ne kadar çok iyon varsa ve bunlar ne kadar hızlı hareket edebilirse daha çok elektrik taşınmış olur. Bu nedenle içinde çok sayıda iyon bulunduran bir çözeltinin iletkenliği yüksektir. Buna göre gözeneklerdeki sıvıların tuzluluğu bir kayacın öz direncinin belirlenmesinde önemli bir faktördür (Ergin K, 1973).

Kayaçlar normal şartlarda yalıtkan malzemelerdir, elektriksel direnç kayacın su içeriğiyle bağlantılı olmaktadır. Su içeriği arttıkça elektriksel direncin azaldığı bir başka deyişle iletkenliğin arttığı Gökay ve Özkan (2002) tarafından belirlenmiştir. Kayaç içerisindeki boşluklara dolan elektrolitik sıvı özellikle süreksizlik düzlemlerinin yerlerinin belirlenmesinde önemli belirteç olmaktadır.

2. DENEY CİHAZLARININ GELİŞTİRİLMESİ

Bu çalışmada hazırlanan iki farklı tip model numunenin elektriksel iletkenlik ölçümleri yapılmıştır. Bu model numunelerin elektriksel iletkenlik ölçümleri için iki ayrı ölçüm cihazı tasarlanmıştır. Bunlardan birincisi silindirik numuneler için geliştirilen deney cihazı (EMOT-S)'dir. Bu deney cihazı Selçuk Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Öğretim Üyeleri tarafından yürütülmüş olan "Elektriksel Direnç Metodu Aracılığıyla Kaya Maddelerinde Yapısal Karakteristiğın Belirlenmesi" (Gökay ve ark. 2000) başlıklı proje çalışması esnasında imal edilmiş olup iki temel parçadan oluşmaktadır.

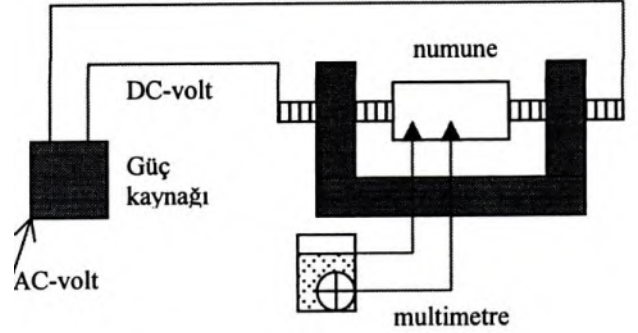
i.) Trafo (T)

ii.) Elektriksel sinyal okuma cihazı (ESO)

Çalışmada kullanılan trafo 250 V gerilim çıkışlı bir trafodur. Trafonun çıkışına ayar devresi konulduğundan bu gerilim istenilen değere ayarlanabilmektedir. Trafodan çıkan akım doğrultmaç devresine gönderilerek doğru akıma çevrilmektedir. Doğru akım kullanıldığında elektrik dalgaları düzgün bir şekilde hareket edebildiğinden verilerin okunmasında sapmalar en aza indirilmiş olmaktadır.

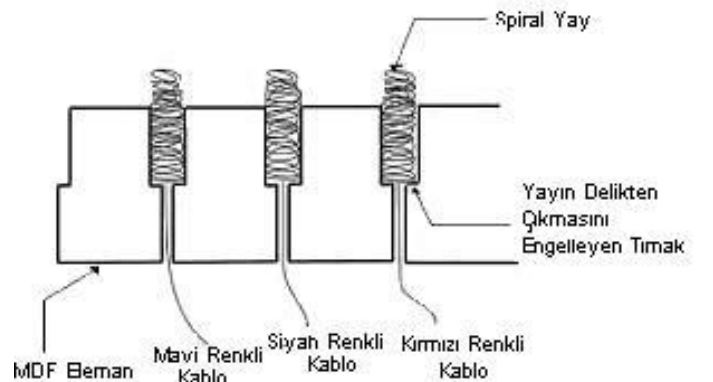
Elektriksel sinyal okuma cihazı (ESO), silindirik numunelerin elektriksel iletkenliğini ölçmek için

tasarlanmıştır. Temel olarak iki metal plaka ve bu plakaların hareketini sağlamak için yaylarla çevrilmiş bir metal çubuktan oluşmaktadır. Plakalar paslanmaya dayanıklı malzemeden imal edilmiştir. Yaylara monte edilmiş bu sistem yalıtkanlığı sağlamak için komple bir ahşap malzeme üzerine yerleştirilmiştir (Şekil 1).

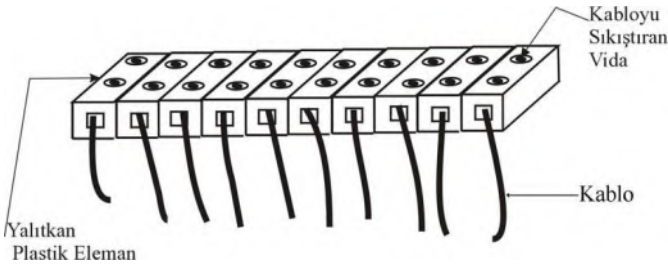


Şekil 1. Silindirik numuneler için geliştirilen elektriksel direnç deney ölçüm düzeneği (Gökay ve Özkan 2000).

Silindirik numune ölçümleri daha çok küçük süreksizlik düzlemlerini belirlemeye yöneliktir. Arazideki büyük süreksizlik düzlemlerini belirlemek ve daha büyük ölçekteki tabaka değişimlerini değerlendirmek amacıyla EMOT-P deney cihazı geliştirilmiştir. Düz yüzeyler için geliştirilen bu deney cihazı genel olarak 4 parçadan meydana gelmektedir. 400x500 mm'lik bir MDF levha üzerine 2 cm aralıklarla matkap ile toplam 400 adet delik açılmıştır. Açılan bu deliklere çelik yaylar yerleştirilmiştir (Şekil 2) ve daha sonra yaylara kablolar irtibatlanarak bir sinyal okuma cihazına (ESOC) bağlanmıştır. Hazırlanan bu cihaz (EMOT-P) plaka halinde hazırlanmış beton numuneler üzerine yerleştirilerek bütün yayların numuneye temas etmesine özen gösterilmiştir. Numuneye elektrik verebilmek için numunenin her iki tarafına metal plakalar yerleştirilmiştir ve daha sonra ise bu plakalara elektrik verilerek ölçümler gerçekleştirilmiştir. Bu yaylar ise bir sinyal okuma cihazına (ESOC) bağlanarak aralıklardaki voltaj değerleri bu sayede okunabilmektedir (Şekil 3).



Şekil 2. Elektriksel sinyal alma aparatı üzerine yerleştirilen spiral yaya yapılan kablo bağlantıları (Bilim, 2002).



Şekil 3. Renkli kabloları belirli bir disiplin içerisinde gruplayan vidalı klips ve bu vidalı klipslerin bir araya gelmesi ile oluşan elektrik sinyal okuma cihazı (ESOC) (Bilim, 2002).

3. NUMUNELERİN HAZIRLANMASI

3.1. Silindirik numunelerin hazırlanması

Numuneler değişik kaya cinslerini temsil etmesi açısından farklı türlerde hazırlanmıştır. Bunlar; gaz beton, beton, alçı ve yerüstü sondajlardan elde edilen orijinal karot numunelerden hazırlanmıştır.

Çalışmada ilk etapta homojen model malzemeler üzerindeki elektriksel iletkenlik karakteristiği belirlenmeye çalışılmıştır. Daha sonra elde edilen ilk sonuçlar yorumlanarak heterojen malzemeler (kaya karotları) üzerindeki deneylere geçilmiştir.

Deneyisel çalışmalar için gaz betondan hazırlanan numuneler genel olarak 3 tipte toplam 120 adet hazırlanmıştır. Bunların hazırlanış şekilleri aşağıda sunulmuştur.

- 54 mm, 42 mm ve 30 mm çapında ve 40 mm uzunluğundaki numuneler, gaz beton tutkalı, oyun hamuru ve silikon ile yapıştırılarak birleştirilmiştir.
- Üç değişik çapta ve 40 mm uzunluğundaki karot numuneler uzun eksenli boyunca ortalarından 15 mm'lik matkap ucuyla delinerek içerisine alçı, oyun hamuru, silikon ve deniz kumu enjekte edilerek birleştirilmiştir.
- Gaz beton ile farklı malzemelerin kombinasyonları şeklinde hazırlanan numuneler (Gaz beton+alçı, gaz beton+oyun hamuru, gaz beton+andezit).

Alçıdan hazırlanan numuneler üç değişik çapta ve dört farklı tipte olmak üzere 60 adet hazırlanmıştır. Bunlar sırasıyla aşağıda verilmiştir;

- Hiçbir yapay süreksizlik oluşturulmamış sırf alçıdan hazırlanmış numuneler,
- İçerisinde metal pullar konularak hazırlanan numuneler,
- İçerisine dairesel cam konularak hazırlanan numuneler,
- İçerisine dikdörtgen şeklinde cam konularak hazırlanmış numuneler.

Bu çalışmada ayrıca hazırlanan beton numuneler, iki değişik çapta (69 mm, 54 mm) olmak üzere toplam 10 adet olmuştur. Beton numunelerde hiçbir yapay süreksizlik oluşturulmamıştır.

Andezit numuneler ise, 54 mm çapında ve 50 mm boyutunda alınan üç adet karotun gaz beton tutkalı ile birleştirilmesi neticesinde elde edilmiştir. Bu şekilde 5 adet numune hazırlanmıştır.

Orjinal kaya birimi için ise değişik çap ve boylarda alınan sondaj karotlarından 18 adet numune hazırlanmıştır.

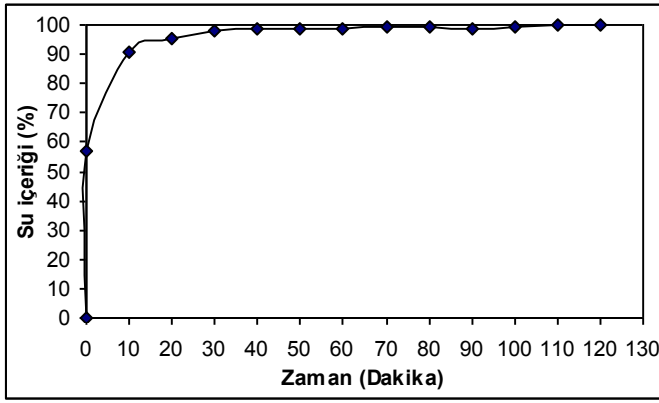
3.2. Beton plaka numunelerin hazırlanması

Beton plakadan numune hazırlamak için 500x500 mm boyutunda ve 100 mm derinliğinde bir kalıp hazırlanmıştır. Bu kalıp içerisine beton dökülmüş ve beton sertleşmeden içerisine orijinal süreksizlik düzlemlerini içeren kaya blokları yerleştirilmiştir. Kaya bloklarının süreksizlik düzlemleri beton plakanın bir yüzeyinden görünecek şekilde yerleştirilmiştir. Beton plaka içerisine Muğla traverten, oniks mermer ve Ankara andeziti yerleştirilmiştir. Bu şekilde hazırlanan toplam 7 plaka içerisine 15 adet kaya blok numunesi bulunmaktadır.

4. LABORATUAR ÇALIŞMALARI

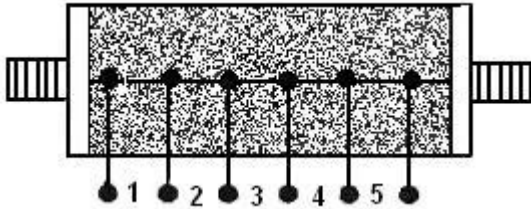
Kaya maddesi, özellikle de kaya kütlesi genelde heterojen bir yapı sergilemesinden dolayı, elektriksel iletkenlik deneylerinden elde edilen verilerin yorumlarının oldukça güç olduğu, yapılan ön çalışmalar neticesinde tespit edilmiştir. Bunun için homojen karakterdeki model numuneler üzerindeki deneyler yorumlandıktan sonra kaya maddesi ve daha sonra da kaya kütlesindeki deneylere geçilmesi planlanmıştır.

Malzemelerin elektriksel geçirgenliği farklı olduğundan, ilk olarak numunelerin zamana karşı su emebilme kapasiteleri tespit edilmiştir (Şekil 4). Tespit edilen maksimum kapasite göz önüne alınarak, çeşitli su içeriklerinde deneyler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 4. Model numunelere (gaz beton) ait tipik bir su emebilme karakteristiği (Bilim, 2002).

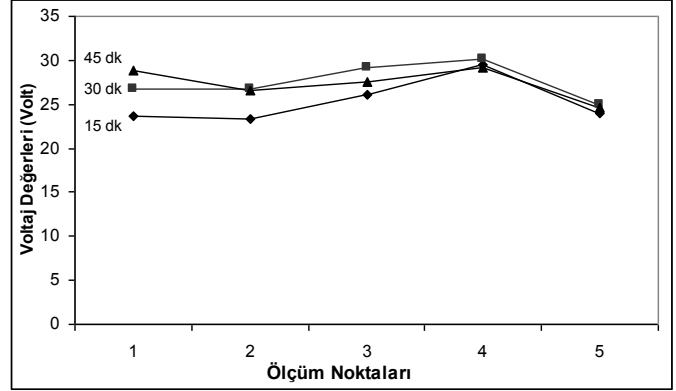
Silindirik numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneylerde ölçüm yapabilmek için ilk olarak numunelerin üzerinde 2 cm aralıklar ile ölçüm noktaları işaretlenmiştir (Şekil 5).



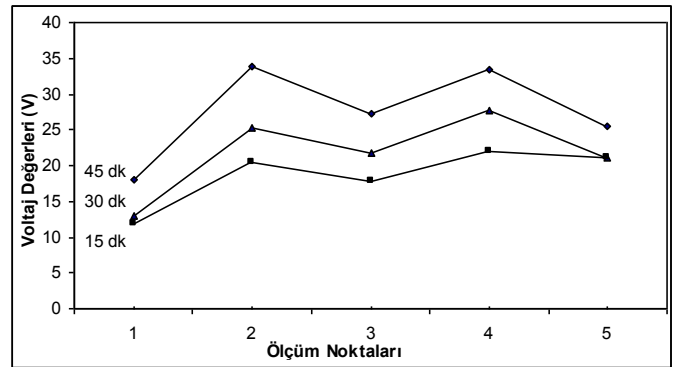
Şekil 5. Numune eksenini boyunca elektriksel direnç ölçüm istasyon noktaları (Bilim, 2002).

Ölçüm noktaları belirlenen numune su içerisinde belli bir su doygunluğuna ulaşmaya kadar bekletilmiştir. Daha sonra numuneler sudan çıkarılarak silindirik numuneler için geliştirilen (EMOT-S) deney cihazına yerleştirilmiştir. Doğrultmaçtan gelen doğru akım numunelerin yerleştirilmiş olduğu plakalara verilerek numuneler üzerinde 185 DV gerilim oluşturulmuştur. Voltmetrenin bir ucu 1 nolu ölçüm noktasına temas edilirken diğer ucu ise 2 nolu ölçüm noktasına temas ettirilmiş ve böylece iki nokta arasındaki potansiyel fark okunmuştur. Aynı şekilde numune üzerinde tespit edilen 2-3, 3-4 ve 4-5 nolu noktalarındaki potansiyel farklar okunmuştur. Bu ölçümler için hazırlanan 213 adet silindirik model numune üzerinde gerçekleştirilen elektriksel ölçüm sonuçlarından elde edilen veriler yardımıyla grafikler hazırlanmıştır. Deneysel sonuçlara ait tipik birer sonuç aşağıda Şekil 6, Şekil 7 ve Şekil 8'de verilmiştir. Şekil 6'da sonuçları sunulan gaz beton numunesinde hiçbir yapay süreksizlik oluşturulmamıştır. Görüldüğü gibi zaman arttıkça malzeme bünyesine daha fazla su girmekte ve bu sayede iletkenlik artmaktadır. Ayrıca hiçbir süreksizlik düzlemi içermeyen bu modelde voltaj değerleri ölçüm noktalarında genelde aynı seviyede kalmaktadır.

40 mm boyutunda ki 3 adet gaz beton numunesi gaz beton tutkalı ile yapıştırılması sonucunda elde edilen model süreksizlik düzlemleri içeren numunede, model süreksizlik düzlemlerinin bulunduğu noktalarda potansiyel farkların en yüksek olduğu (ölçüm istasyon noktası 2 ve 3) hemen görülebilmektedir (Şekil 7).

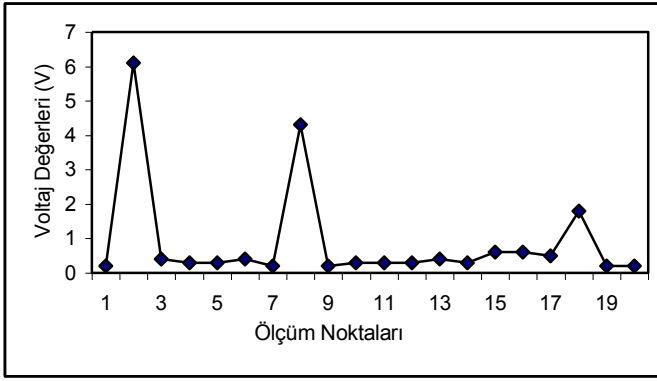


Şekil 6. Süreksizlik düzlemi içermeyen tipik bir model numuneye ait elektriksel geçirgenlik karakteristiği (Bilim, 2002).

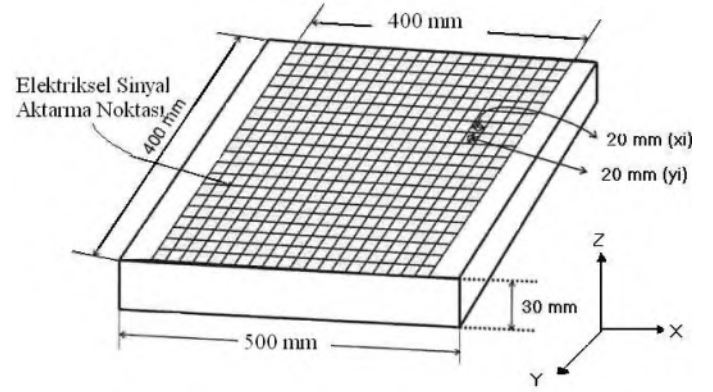


Şekil 7. Yapay süreksizlik düzlemleri oluşturulmuş gaz beton numunesine ait elektriksel geçirgenlik karakteristiği (Bilim, 2002).

Yapay olarak oluşturulan model numunelerden sonra kaya karotların üzerinde benzer deneyler gerçekleştirilmiştir. Gerçekleştirilen deney sonuçlarına dayalı olarak oluşturulan tipik bir grafik Şekil 8'de verilmiştir. Burada görüldüğü gibi 2, 8 ve 18 nolu ölçüm noktalarında çok büyük potansiyel farklar görülmektedir. Bu bölgeler dolgu malzemesinin bulunduğu süreksizlikli bölgelerdir. Dolgu malzemesi kayaca göre daha fazla su tutabildiği için bu bölgelerde elektriksel iletkenlik yüksek olarak belirlenmiştir.



Şekil 8 Karot numuneler üzerinde gerçekleştirilen deneyler (Bilim, 2002).



Şekil 9. Beton plaka için ölçüm sistematığı (Bilim, 2002).

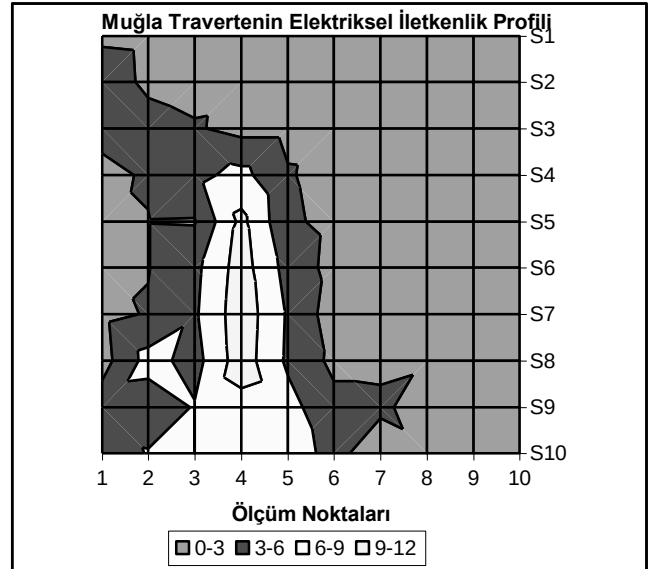
Silindirik karot numuneler ile elektriksel iletkenlik deneyleri laboratuvar koşullarında gerçekleştirilmiştir. Ancak geliştirilmeye ve olgunlaştırılmaya çalışılan bu yöntem, gerçekte arazide rahatça kullanılabildiği taktirde gerçek bir yöntem olabilecektir. Bu amaç doğrultusunda arazide maden galerisi, tünel, şev gibi mühendislik yapılarında herhangi bir yüzey üzerinde ölçüm yapabilmek için başka bir deney cihazı geliştirilmiştir. Ölçüm yapabilmek için diğer deneylerde olduğu gibi suyun iletkenliğinden yararlanılmıştır. İçerisinde model kaya bloklarını içeren beton plaka belli bir doygunluğa erişinceye kadar su içerisinde bekletilmiştir. Geliştirilen cihaz ile 2 cm aralıklarla beton plakanın her noktasında ölçümler yapılmıştır. Yapılan ölçümlerde üç ana amaç hedeflenmiştir.

- Açıkta olan (yüzeyde görülen) süreksizlik düzlemlerinin belirlenmesi,
- Açıkta olmayan (yüzeyde görülmeyen) süreksizlik düzlemlerinin belirlenmesi,
- Süreksizlik düzleminin derinlik ile değişiminin belirlenmesi

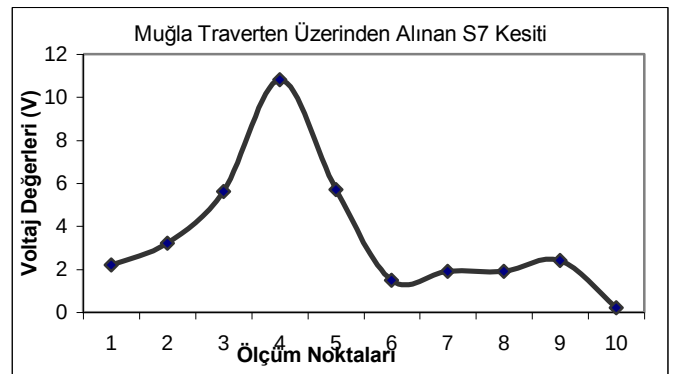
Yukarıdaki parametreler dikkate alınarak elde edilen veriler aracılığıyla iki ayrı tipte grafik çizilmiştir. Bu grafiklerden birincisi, matris şeklinde bölünen beton plakadaki yatay yöndeki ve dikey yöndeki hatlar boyunca kesit grafikler çizilmiştir. Beton plakanın ön yüzü için; 10 adet yatay kesit, 10 adet düşey kesit alınarak toplam 20 adet değerlendirme yapılabilmektedir. Aynı yaklaşım ile beton plakanın arka yüzü içinde 20 adet değerlendirme yapılarak böylece bir plaka için 40 adet kesit grafik hazırlanmıştır (Şekil 9).

Şekil 10'da konu olan model numuneye ait yüzey elektriksel iletkenlik profili görülmektedir. Bu grafikte voltaj değerlerinin büyüklüklerine göre bir tarama yapılmıştır. Voltaj değerlerinin büyük olduğu yerler kayacın süreksizlik bölgesini temsil ettiği tespit edilmiştir. Süreksizlik bölgesinden uzaklaştıkça voltaj değerlerinin giderek azaldığı görülmektedir.

Şekil 11'de görüldüğü gibi süreksizlik içeren Muğla travertenindeki 4 nolu ölçüm istasyon noktasında en yüksek voltaj değeri okunmuştur ki bu numune üzerindeki süreksizliğin olduğu bölgeyi göstermektedir. Aynı durum süreksizlik düzlemi boyunca alınan tüm diğer kesitlerde de görülmüştür.

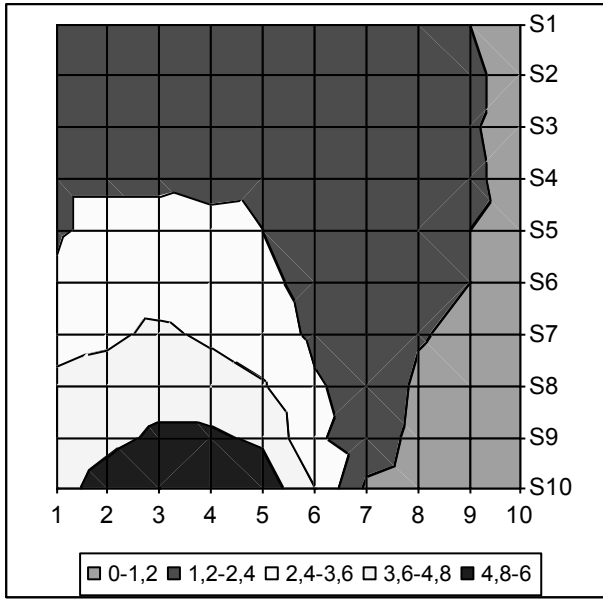


Şekil 10. Model kaya bloğu Muğla traverteni üzerindeki orijinal süreksizlik düzlemini gösteren tipik bir elektriksel iletkenlik profili (Bilim, 2002).



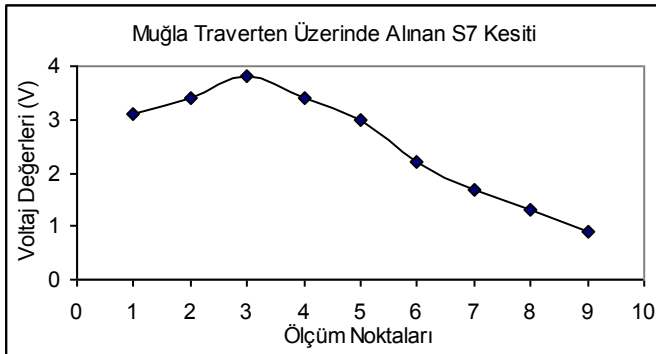
Şekil 11. Model kaya bloğu Muğla traverteni üzerindeki orijinal süreksizlik düzlemi için S7 kesitine ait karakteristik yapı (Bilim, 2002).

Aynı beton plak numunesinin arka yüzeyinden gerçekleştirilen ölçümlerde aşağıdaki kesit ve alan grafikleri (Şekil 12 ve Şekil 13) elde edilmiştir.



Şekil 12. Muğla traverteninin arka yüzü için üzerindeki orijinal süreksizlik düzlemini gösteren tipik bir elektriksel iletkenlik profili (Bilim, 2002).

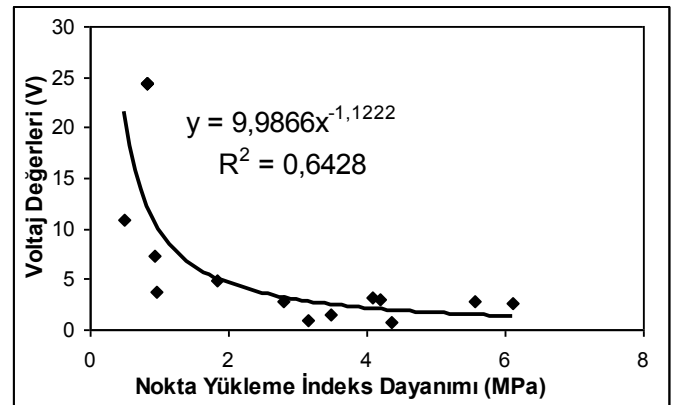
Ayrıca bu çalışmada, model malzemelerin mekanik karakteristikleri ile elektriksel iletkenlikleri arasındaki ilişki belirlenmeye çalışılmıştır. ISRM (1981)'ya göre hazırlanmış olan model numuneler üzerinde sırasıyla tek eksenli basınç dayanımı, indirekt (Brazilian) çekme dayanımı, nokta yükleme indeksi dayanımı deneyleri ve orijinal yoğunluk belirleme deneyleri gerçekleştirilmiştir (Çizelge 1). Mekanik sonuçlarla elektriksel iletkenlik sonuçları arasında, dayanım değerlerinin artmasıyla elektriksel iletkenlik karakteristiklerinin azalmakta olduğu ilişkisi tespit edilmiştir (Şekil 14, 15 ve 16). Aynı şekilde Şekil 17'de görüldüğü gibi malzemelerin yoğunlukları arttıkça elektriksel iletkenlik yetenekleri de azalmakta olduğu görülmüştür.



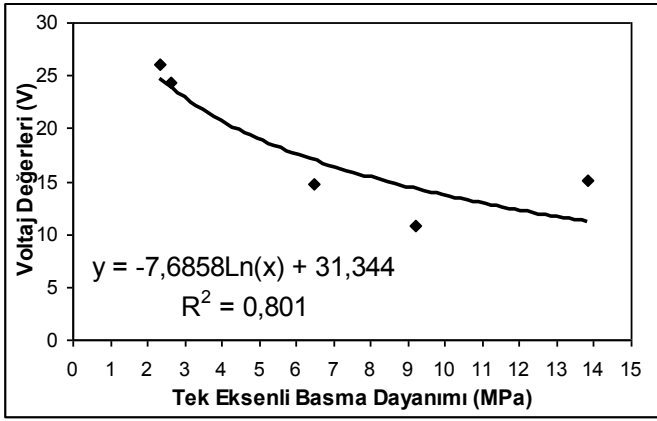
Şekil 13. Muğla travertenini arka yüzü üzerindeki orijinal süreksizlik düzlemi için S7 kesitine ait karakteristik yapı (Bilim, 2002).

Çizelge 1. Model numunelerin deney sonuçları (Bilim, 2002)

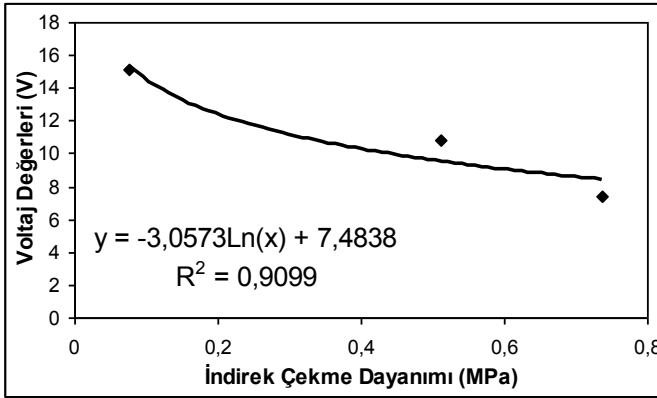
Numune Cinsi	Nokta Yükleme Değeri (MPa)	Tek Eksenli Basma Dayanımı (MPa)	İndirekt Çekme Dayanımı (MPa)	Kuru Yoğunluklar (gr/cm ³)
Beton	0,502		-	-
Gaz beton (54 mm)	0,831	2,654	0,258	0,468
Gaz beton (42 mm)	-	2,359	-	-
Beton (53 mm)	0,936	9,22	0,511	1,719
Beton (69 mm)	-	4,954	0,736	-
DSİ-B	0,966	-	-	2,707
DSİ-J	1,83	-	-	-
DSİ-I	2,805	-	-	2,813
DSİ-E	3,138	-	-	2,526
DSİ-K	3,481	-	-	2,755
DSİ-G	4,071	-	-	2,664
DSİ-C	4,186	-	-	2,766
DSİ-F	4,251	-	-	2,689
DSİ-D	4,346	-	-	2,65
DSİ-L	4,652	-	-	2,841
Alçı (58 mm)	5,144	13,828	0,077	0,747
Alçı (47 mm)	-	6,477	-	-
Alçı (37 mm)	-	11,31	-	-
DSİ-A	5,563	-	-	2,692
DSİ-H	6,111	-	-	2,651



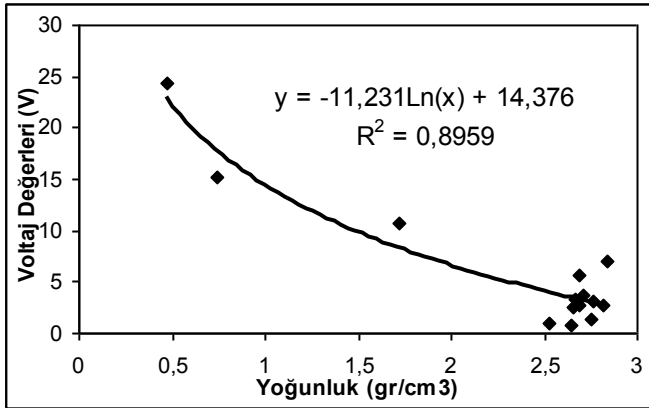
Şekil 14. Model numunelerin nokta yükleme indeksi değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki.



Şekil 15. Model numunelerin tek eksenli basınç dayanımı değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki.



Şekil 16. Model numunelerin indirekt çekme dayanımı ile voltaj değerleri arasındaki ilişki.



Şekil 17. Model numunelerin yoğunluk değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki.

SONUÇLAR

Kaya maddelerindeki süreksizlik düzlemlerinin tespitine yönelik yapılan bu çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıda sırasıyla verilmiştir.

1. Silindirik numuneler üzerinde elde edilen sonuçlar;

- Su içeriği arttıkça elektriksel iletkenliği gösteren voltaj değerleri artmaktadır.
- Orijinal süreksizlik düzlemlerinin bulunduğu yerlerde ve suni olarak oluşturulan süreksizlik düzlemlerinde elektriksel iletkenlik artmaktadır.

- Sadece alçı numunelerinde su içeriği arttıkça voltaj değerinin düştüğü tespit edilmiştir.
- Model numunelerde kullanılan farklı malzemeler farklı elektriksel iletkenlik gösterdiğinden kaya birimlerini sınıflamak mümkün olabilmektedir.
- Dolgu maddesinin bulunduğu yerlerde eğer dolgu maddesi ana kayaca göre daha fazla su emen bir yapıya sahipse bu bölgelerde de iletkenlik fazla olmaktadır.

2. Beton plaka numuneler üzerinde yapılan deneylerden elde edilen sonuçlar;

- Numuneler üzerindeki orijinal süreksizlik düzlemlerinde, voltaj değerleri oldukça yükselmiştir.
- Birbirine komşu olan farklı malzemelerin sınırları tespit edilebilmiştir.
- Ölçüm noktalarının mesafeleri değiştirilerek süreksizliğin derinliği konusunda bir fikir edinilebilmiştir.

3. Gerçekleştirilen mekanik deneylerin neticesinde mekanik karakteristik ile voltaj değişimlerinin aşağıdaki eşitlikler gibi olduğu tespit edilmiştir;

- Model numunelerin nokta yükleme indeks değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki
 $y = 9,9866x - 1,1222$ ($R^2 = 0,64$)
- Model numunelerin tek eksenli basma dayanımı değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki
 $y = -7,6858Ln(x) + 31,344$ ($R^2 = 0,80$)
- Model numunelerin indirekt çekme dayanımı ile voltaj değerleri arasındaki ilişki
 $y = -3,0573Ln(x) + 7,4838$ ($R^2 = 0,91$)
- Model numunelerin yoğunluk değerleri ile voltaj değerleri arasındaki ilişki
 $y = -11,231Ln(x) + 14,376$ ($R^2 = 0,89$)

KAYNAKLAR

- Bilim, N. 2002. "Elektriksel Direnç Yöntemi Aracılığıyla Kaya Maddelerinde Süreksizliklerin Belirlenmesi" Yüksek Lisans Tezi. Selçuk Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Konya, 166s.
- Ergin, K. 1973. "Uygulamalı Jeofizik", Özarkadaş Matbaası, İstanbul, 371s.
- Gökay, M. K ve Özkan, İ. 2000. "Su İçeriğinin Kayaçlardaki Elektrik Geçirgenliğine Etkisi", 5. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Isparta, ss.76-89.
- Gökay, M.K., Özkan, İ ve Bilim, N. 2000. "Elektriksel Direnç Metodu Aracılığıyla Kaya Maddelerinde Yapısal Karakteristiğinin Belirlenmesi", SÜ-AF Projesi, Ara Gelişme Raporu.
- Gökay, M. K and Özkan, İ. 2001. "Diversity of Electrical Conductivity in a Water-Bearing Rock Material", 17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey IMCET 2001, Ankara, pp 431-436.
- International Society for Rock Mechanics, ISRM, 1981, "Rock Characterization, Testing and Monitoring-ISRM Suggested Methods", Pergamon, Oxford, 211 p.

Kaya Mekaniği Testleri
Rock Mechanics Tests

Disk makaslama indeks deneyi: Boyut etkisi, yenilme mekanizması ve deneyin avantajları

Block punch index test: Size effect, failure mechanism and its advantages

R. Ulusay & C. Gökçeoğlu

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06532 Beytepe, Ankara

S. Sülükçü

MTA Genel Müdürlüğü, Fizibilite Etütleri Dairesi, Ankara

ÖZET: Zayıf kayalarda sadece dayanım deneyleri için değil, bazı indeks deneyler için bile standartlarca öngörülen boyutlarda örnek hazırlanması çoğu kez mümkün olamamaktadır. Bu güçlüğün aşılması için önerilen deneylerden biri de, disk makaslama indeksi (BPI) deneyidir. Bu çalışmada, 2600 civarında örnek kullanarak yapılan BPI deneylerinin sonuçlarıyla önceki çalışmalara ait veriler birlikte değerlendirilerek örnek boyut etkisi konusunda yeni katkılar sağlanmış, örneğin yenilme mekanizması ve kayaç dayanımının BPI'dan belirlenebilirliği araştırılarak, sonuçlar diğer bazı indeks deneylerden elde edilenlerle karşılaştırılmıştır. İstatistiksel değerlendirme sonucunda boyut düzeltme katsayıları modifiye edilmiş olup, sayısal çözümlemeler yenilmenin örneğin üst yüzeyinde başlayıp içine doğru ilerlediğini ve salt makaslama şeklinde gelişmediğini göstermiştir. BPI deneyinden üç eksenli deneylerdekine oranla daha yüksek kohezyon değerlerinin elde edilmesi, BPI'nın sadece bir dayanım indeksi olarak kullanılması gerektiğine işaret etmektedir. Ayrıca deneysel veriler esas alınarak, diğer bazı indeks deneylerle karşılaştırıldığında, kayaç dayanımının daha az hatayla saptanabileceği belirlenen BPI'nın kaya mühendisliğindeki kullanım alanları da kısaca tartışılmıştır.

ABSTRACT: Preparation of specimen in dimensions suggested by the test standards generally becomes difficult in weak rocks not only for strength tests but also for some index tests. One of the test methods to overcome this difficulty is the Block Punch Index (BPI) test. In this study; new contributions on size effect in BPI tests using about 2600 specimens in conjunction with data of the previous works were provided, failure mechanism of specimen and prediction of rock strength from BPI were investigated, and the results from BPI test were compared to those from some other index tests. Based on the statistical assessments, size correction factors were modified. The numerical solutions suggested that the failure surface initiated at the top of the specimen and propagated into the specimen and failure was not produced by a true shearing. Higher cohesion values predicted from BPI test when compared to those from triaxial tests indicated that this test should only be used as a strength index. In addition, based on the experimental results the BPI values led to lower errors in determining rock strength when compared to those derived from other index tests, and the possible uses of the BPI in rock engineering were also briefly discussed.

1 GİRİŞ

Pek çok kaya mühendisliği uygulamasında kayaç malzemesinin dayanımının belirlenmesi amacıyla yapılan deneyler, standartlara uygun nitelik ve nicelikte örneklerin hazırlanmasını gerektirmektedir. Ancak bu işlem, kayaç malzemesinin içerdiği zayıflık düzlemlerinin varlığı ve örnek hazırlama aşamasında karşılaşılan bazı sınırlamalar ve/veya güçlükler nedeniyle, özellikle zayıf kayalarda çoğu kez mümkün olamamaktadır. Bu sorunun aşılması amacıyla nokta yükü dayanım indeksi, Schmidt

çekici deneyi vb. gibi indeks deneyler önerilmiştir. Bununla birlikte, bu deneylerden tek eksenli sıkışma dayanımının dolaylı yoldan belirlenmesi için geniş bir aralıkta değişen dönüştürme katsayılarının kullanılması, zayıf kayalarda güvenilir sonuçların elde edilememesi ve zaman zaman uygun örnek hazırlanamaması gibi sınırlamalar söz konusudur.

Yukarıda özetle değinilen güçlüklerin aşılabilmesi amacıyla, kayaç malzemesinin dayanımının daha küçük ve kolay hazırlanabilen örnekler kullanılarak, daha az hata payıyla belirlenebileceği pratik deney yöntemlerine duyulan

gereksinim giderek artmıştır. Disk makaslama indeks (BPI) deneyi, bu gereksinimleri karşılayabilecek bir yöntem olarak dikkat çekmektedir. Yöntemden ilk kez; Lacharite (1960), Mazanti & Sowers (1965), Vutukuri vd. (1974) ve Stacey (1980) tarafından basit bir düzenek kullanılarak disk şeklindeki örneklerin doğrudan makaslama dayanımlarının belirlenmesi amacıyla yararlanılmıştır. Bu düzenek daha sonra, Taselaar (1982; Schrier 1988'den) ve Schrier (1988) tarafından modifiye edilerek BPI deneyi adıyla önerilmiştir. Ancak bu araştırmacılar, sınırlı sayıda örnek ve kayaç türü üzerinde deney yapmışlar ve örnek boyutlarının deney sonuçları üzerindeki etkisini dikkate almamışlardır. Daha sonraki yıllarda, Ulusay & Gökçeoğlu (1997; 1998, 1999) tarafından örnek boyut etkisi incelenerek, düzeltme katsayıları önerilmiş ve tek eksenli sıkışma dayanımının düzeltilmiş BPI'dan çok az bir hata payı ile tahmin edilebileceği belirlenmiştir. Aynı araştırmacılar, BPI'dan dayanım anizotropisinin değerlendirilebileceğini ve kaya kütlesi sınıflama parametresi olarak yararlanılabileceğini de önermişlerdir.

Bu çalışmada, sınırlı sayıda araştırmanın yapıldığı BPI konusunda 1997-1999 arasında gerçekleştirilen en son çalışmaların verileri de dikkate alınarak; (a) daha çok sayıda ve türde kayaç örnekleri kullanılarak örnek boyut etkisinin araştırılması; (b) deneyde yenilme mekanizmasının sayısal çözümleme teknikleriyle incelenmesi; (c) tek eksenli sıkışma ve çekilme dayanımlarının tahmininde BPI'nın diğer bazı indeks deneylere göre üstünlüğünün olup olmadığının deneysel ve istatistiksel yöntemlerle araştırılarak, uygulamada kullanılabilecek ilişkilerin belirlenmesi ve (d) BPI'nın uygulamadaki kullanım alanlarının değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

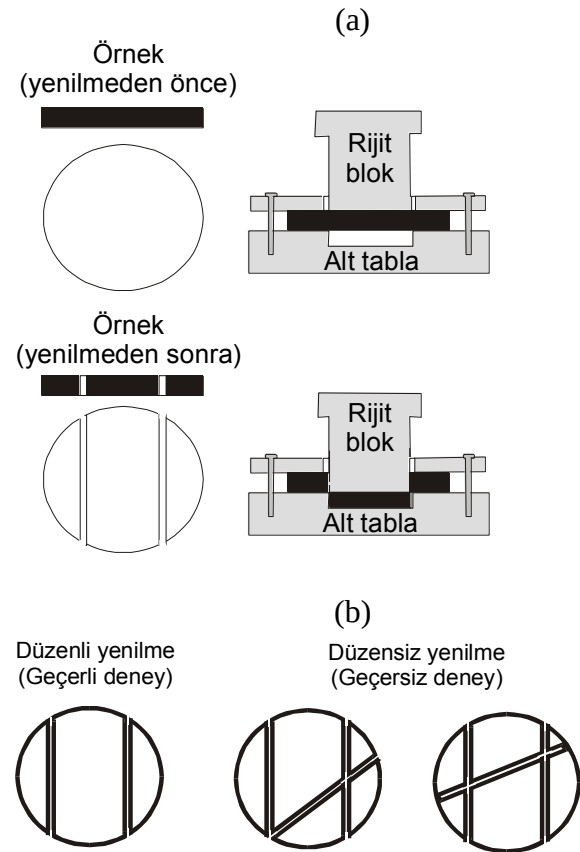
2 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

2.1 Malzeme ve yöntem

Türkiye'nin değişik yörelerindeki açık işletme, taşocağı ve mostralardan 23 kaya türüne ait bloklar derlenmiş ve örnek boyut etkisinin araştırılması amacıyla bu bloklardan çapları 54.7 mm (NX) ile 42 mm (BX), kalınlıkları ise 5 mm ile 15 mm arasında değişen 2620 adet disk örnek hazırlanmıştır. Tek eksenli sıkışma ve çekilme dayanımı ve nokta yükü dayanım indeksi deneylerinin sonuçlarıyla karşılaştırılabilmesi amacıyla BPI örnekleri bu deneylerde kullanılacak olan örneklerin alt ve üst kısımlarından kesilerek hazırlanmıştır. Deneylerde

kullanılan kaya türleri ve örnek sayıları Çizelge 1'de verilmiştir.

Bu çalışmada, BPI deneyleri Ulusay & Gökçeoğlu (1997) tarafından geliştirilen düzenek kullanılarak yapılmıştır. Ayrıntısı Ulusay vd. (2001) tarafından verilen bu düzenek, bir alt tabla ile prizmatik rijit makaslama bloğundan oluşmakta ve örnek alt tabla ile sabitleme plakalarının arasına yerleştirilmektedir (Şek. 1a). Düzenek, nokta yükleme aletinin kolonları arasına monte edildikten sonra yükleme yapılmaktadır. BPI deneyleri ve hesaplamalar, 2001 yılı sonunda "ISRM tarafından önerilmiş taslak BPI deney yöntemi" ne (Ulusay vd., 2001) göre yapılmış olup, geçerli ve geçersiz deneyler Şekil 1b'de gösterildiği gibi ayrıtlanmıştır. Her kayaç örneği için BPI deneyleri ile birlikte ISRM (1981)'nin önerdiği yöntemler izlenerek yapılan diğer deneylerden elde edilen ortalama değerler Çizelge 1'de verilmiştir.



Şekil 1. (a) Disk makaslama indeksi deney gerecinin şematik görünümü ve (b) geçerli ve geçersiz deneylerde örneklerin yenilme şekilleri.

BPI deneyinde üç parçaya ayrılan örneğin kenarlarında kalan iki parçasının serbest olan yan taraflara doğru hareket edip etmediği ve ediyorsa bunun miktarının belirlenmesi, BPI deneyiyle ilgili sayısal çözümlemelere ilişkin sınır koşulları açısından önem taşımaktadır. Bu amaçla, Şekil 2'de görülen bir düzenek tasarlanmıştır ve bazı örnekler için yanal hareket miktarları ölçülmüştür. Bu

deneylerin sonucunda 0.16 mm ile 0.5 mm arasında değişen hareket miktarları saptanmıştır. Çok az miktarda da olsa, gelişen bu hareketin sabitleme plakalarının sıkıştırılma derecesiyle ilgili olabileceği düşünülmüş ve dolayısıyla sayısal çözümlemelere ait sınır koşulları belirlenirken, örneğin kenarlarında x ve y yönlerinde harekete izin verilmiştir.

2.2 BPI deneyinde örnek boyut etkisi

Örnek boyutlarının BPI üzerindeki etkisinin araştırılması amacıyla bu çalışmanın verileri, Ulusay & Gökçeoğlu (1997, 1998)'nın 1744 adet verisi ile birlikte değerlendirilmiştir. Şekil 3a'da verilen

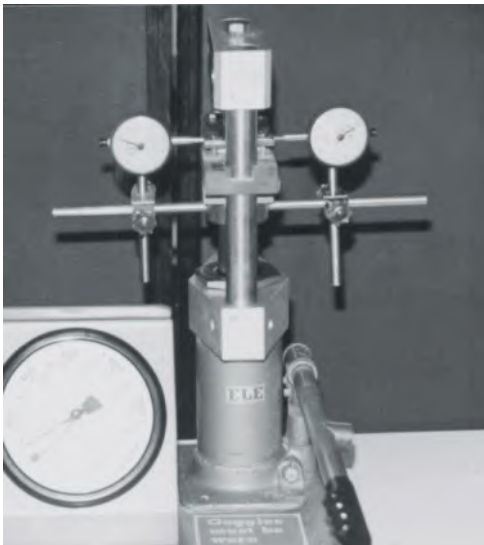
Çizelge 1. Bu çalışmada kullanılan kayaç türleri, örnek sayıları ve kaya mekaniği deney sonuçları

Kayaç türü	Yer	σ_c (MPa)	σ_{tB} (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)		BPI ^a (MPa)
		Ort.	Ort.	Çapsal Ort.	Eksenel Ort.	Ort.
Andezit	Haymana (Ankara)	74.39 (9)	11.23 (9)	4.59 (18)	4.48 (18)	15.89 (108)
	Kargabedir T. (Ankara)	77.82 (12)	14.79 (12)	3.94 (12)	6.12 (24)	13.83 (168)
Çamurtaşı	Göynük (Bolu)	43.67 (12)	6.15 (24)	2.18 (12)	2.34 (24)	8.27 (200)
	Güvenç (Ankara)	48.38 (18)	6.75 (18)	3.23 (18)	3.21 (18)	8.84 (238)
Diyabaz	Karahıdır (Kırşehir)	105.58 (9)	27.31 (9)	11.83 (18)	12.85 (18)	20.55 (99)
Granodiyorit	Kaman (Kırşehir)	135.28 (6)	12.94 (6)	9.35 (12)	8.20 (12)	22.48 (72)
Grovak	Soma (Manisa)	67.28 (6)	10.36 (18)	3.76 (18)	2.83 (18)	17.85 (84)
Jips	Bala (Ankara)	22.83 (12)	5.27 (12)	1.17 (12)	1.27 (24)	5.05 (120)
Kireçtaşı	Alçıköy (Ankara)	94.44 (6)	15.11 (6)	5.34 (18)	6.44 (18)	18.85 (102)
	Göynük (Bolu)	92.06 (12)	14.04 (12)	5.19 (12)	6.00 (24)	20.19 (97)
	Haymana (Ankara)	93.71 (6)	14.87 (12)	5.48 (12)	5.75 (12)	20.22 (96)
	Soma (Manisa)	75.51 (9)	9.74 (9)	4.86 (9)	4.88 (18)	16.39 (107)
Konglomera	Güvenç (Ankara)	28.78 (15)	3.62 (15)	2.03 (15)	1.66 (15)	7.93 (116)
Kumtaşı	Güvenç (Ankara)	30.55 (12)	3.36 (12)	1.55 (12)	2.15 (12)	6.40 (111)
Marn	Göynük (Bolu)	20.44 (15)	3.40 (15)	0.82 (30)	^b	3.19 (75)
	Soma (Manisa)	94.34 (18)	13.78 (18)	5.17 (18)	5.86 (18)	14.85 (129)
Mermer	Kaman (Kırşehir)	22.23 (9)	5.40 (9)	2.45 (18)	2.28 (18)	8.45 (99)
Mikaşist	Muttalıp (Eskişehir)	65.03 (9)	12.36 (18)	2.97 (18)	5.05 (18)	14.50 (79)
Peridotit	Mamuca (Eskişehir)	64.60 (9)	12.42 (9)	4.61 (9)	3.65 (18)	16.39 (96)
Serpantin	Haymana (Ankara)	54.48 (6)	9.45 (6)	4.06 (12)	3.64 (12)	19.76 (48)
Siyenit	Çayağzı (Kırşehir)	115.69 (9)	13.75 (9)	7.42 (18)	6.54 (18)	16.89 (117)
Tüf	Haymana (Ankara)	7.31 (6)	1.43 (6)	0.36 (12)	0.41 (12)	1.70 (78)
	Karacaşehir (Eskişehir)	10.01 (9)	2.69 (9)	0.77 (18)	0.79 (18)	2.66 (181)

^a: düzenli ve düzensiz yenilmeleri kapsar

^b: örnek kayıpları nedeniyle deney yapılamamıştır. σ_c : tek eksenli sıkışma dayanımı; σ_{tB} : Brazilian çekilme dayanımı; $I_{s(50)}$: nokta yükü dayanım indeksi; BPI: boyut düzeltmesi uygulanmamış disk makaslama indeksi

Parantez içindeki değerler deneye tabi tutulan örnek sayılarını göstermektedir



Şekil 2. BPI deneyinde yanal yöndeki yerdeğiştirme miktarının ölçülmesi amacıyla tasarlanmış düzenek.

karşılaştırma, örnek çapına bakılmaksızın, en az sayıdaki düzensiz yenilmenin (iptal edilen deneylerin) 10 mm kalınlığındaki örnekler (%10 civarında) için geçerli olduğunu göstermektedir. Bu sonuçlar, örnek boyut etkisi konusunda daha önce yapılan çalışmaların sonuçları ile uyumludur. Gerek bu belirleme, gerekse Ulusay & Gökçeoğlu (1997)'nin önerileri doğrultusunda standart (eşdeğer) örnek kalınlığı ve çapı sırasıyla 10 mm ve 50 mm olarak alınmıştır.

Metodolojisi ayrıntılı olarak Ulusay & Gökçeoğlu (1997) ve Sülükçü & Ulusay (2001) tarafından verilen istatistiksel değerlendirmeler yapılarak, herhangi bir çap (D , mm) ve kalınlıktaki (t , mm) örnekler için uygulanmak üzere, aşağıda verilen kalınlık (K_t) ve çap (K_D) düzeltmesi katsayıları belirlenmiştir.

$$K_t = 13.74 t^{-1.1265} \quad (1)$$

$$K_D = 234.53 D^{-1.3926} \quad (2)$$

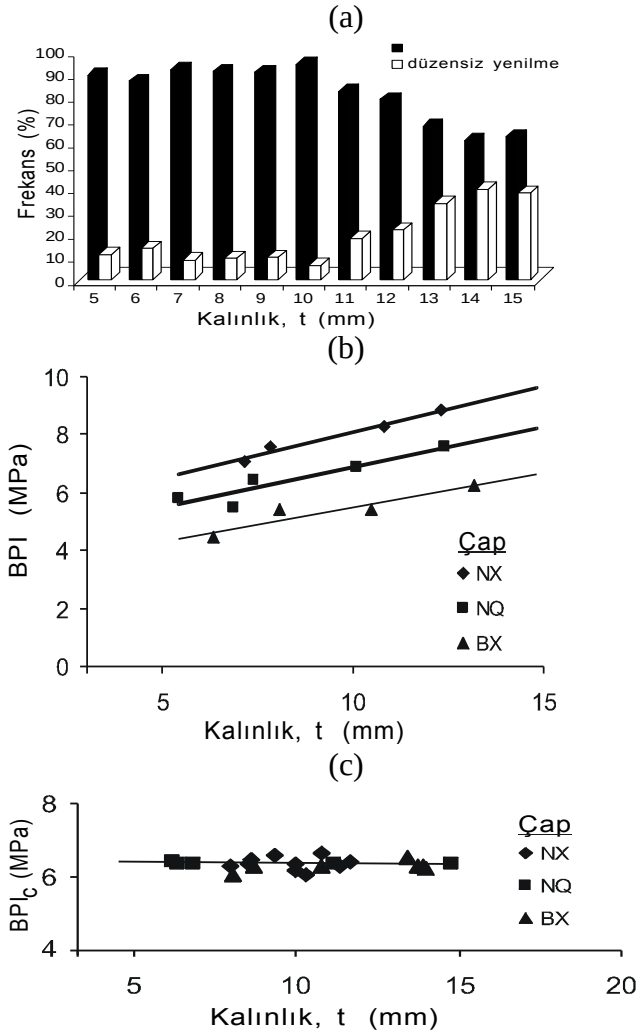
Standart boyuttaki bir örneğe uygulanan yenilme yükü ($F_{10,50}$) için aşağıda verilen

$$F_{10,50} = K_D K_t F_{t,D} \quad (3)$$

eşitliği ($F_{t,D}$: herhangi bir çap ve kalınlıktaki örnek için yenilme yükü, kN), standart disk örneğinin yenilme alanına ($A_{10,50}=921 \times 10^{-6} \text{ m}^2$) bölünerek ve bu eşitlikte Eşitlik 1 ve 2 yerlerine konarak düzeltilmiş BPI (BPI_c) eşitliği elde edilmiştir.

$$BPI_c = 3499D^{-1.3926} t^{-1.1265} F_{t,D} \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

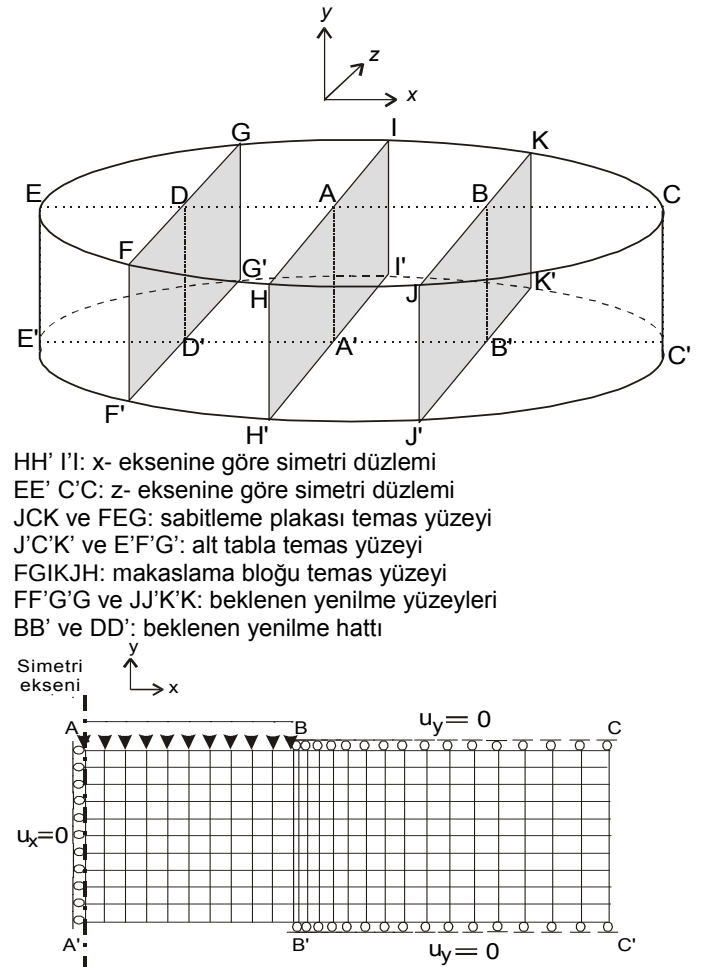
Boyut düzeltmesi uygulanmamış ve uygulanmış kumtaşına (Güvenç-Ankara) ait BPI değerlerinin örnek kalınlığına ve çapına bağlı değişimi Şekil 3b ve c'de örnek olarak verilmiştir. Boyut düzeltmesinin yapılmasıyla BPI değerlerinde t ve D'ye bağlı farklılığın giderildiği Şekil 3c'de görülmektedir. Ayrıca bu çalışmaya ait veriler ile Ulusay & Gökçeoğlu (1997, 1998)'nin verileri ayrı ayrı ele alınarak BPI_c için karşılaştırılmış ve her iki çalışmada elde edilen BPI_c eşitliklerinin çok yakın sonuçlar vermesi ve en geniş veri tabanını esas alması nedeniyle Eşitlik 4'ün kullanılması önerilmiştir.



Şekil 3. (a) Değişik örnek kalınlıkları için geçerli ve geçersiz BPI deneyleri arasındaki oranları gösteren histogram, kumtaşı örnekleri (Güvenç-Ankara) için (b) düzeltilmemiş ve (c) düzeltilmiş BPI'nın örnek boyutlarına bağlı değişimi.

3 SONLU ELEMANLAR ÇÖZÜMLELERİ

BPI deneylerinde yüklemenin neden olduğu gerilme alanının ve yenilme mekanizmasının araştırması amacıyla Aydan (2000) tarafından hazırlanmış ve sonlu elemanlar modelini esas alan bir bilgisayar programı kullanılmıştır. Modele ait sınır koşulları ve modeldeki simetri gözetilerek çözümlemelerde kullanılan sonlu elemanlar ağı Şekil 4'te verilmiş olup, elde edilen sonuçlar özetle aşağıda sunulmuştur.



Şekil 4. Sayısal çözümlemeler için oluşturulan sonlu elemanlar modelinin sınır koşulları ve sonlu elemanlar ağı.

Modelin sınır koşulları sınıandıktan sonra, yükleme sırasında örnekte yenilme hattı üzerinde gelişen gerilme dağılımları önce elastik, daha sonra elasto-plastik çözümlemelerle incelenmiştir. Farklı çap ve kalınlıktaki örnek modellerde yüklemelere bağlı olarak gelişen gerilmeler açısından benzer koşullarda karşılaştırma yapılabilmesi amacıyla, dikkate alınan örnek boyutlarına göre farklı yük aşamaları uygulanmıştır. Çözümlemelerde girdi parametreleri olarak, seçilmiş üç kayaç türü için

tain edilen mekanik özellikler kullanılmıştır. Her iki tür çözümlemelerde de, örnek boyutlarına bağlı olarak gerilme dağılımlarında herhangi bir değişimin olmadığı, sadece gerilme değerlerinde farklılıklar olduğu belirlenmiştir. D=50 mm ve t=10 mm olan bir disk için yapılan elastik çözüme göre, Şekil 4'teki sınır koşulları için deforme olmuş sonlu elemanlar ağının abartılı görüntüsü Şekil 5a'da verilmiş olup, sıkıştırıcı gerilmeler beklenen yenilme hattının alt kısmında gelişirken, çekilme gerilmeleri bu hattın üst kısmında ve bükülme nedeniyle örneğin makaslanan kısmının tabanında yoğunlaşmaktadır. Yenilme hattının ortalarına yakın kesimlerde bir geçiş zonu oluşmaktadır (Şek. 5b). En büyük ve en küçük asal gerilme ve makaslama gerilmesi dağılımlarına ait elastik ve elasto-plastik çözümlemeler benzer sonuçlar vermiş olup, gerilme konsantrasyonları yenilmenin örneğin üst yüzeyinde başlayarak iç kesimine doğru ilerlemiştir (Şek. 5c). Bu belirleme, yenilmenin salt makaslama yenilmesi şeklinde gelişmediği ve BPI deneyinin bir makaslama deneyi olarak kullanılması yerine, sadece bir dayanım indeksi deneyi şeklinde değerlendirilmesi gerektiğini göstermiştir.

Örnek içinde yenilmenin ilerleyişi farklı yük aşamaları uygulanarak mükemmel plastik çözümlemelerle ayrıca araştırılmıştır. Şekil 6'da siyahla gösterilen elemanlar yenilmenin gerçekleştiği bölgeleri tanımlamakta olup, yenilme örneğin üst kısmında ve beklenen yenilme hattının üzerinde gelişmekte ve yük artışına bağlı olarak örneğin tabanına doğru ilerlemektedir.

4 BPI'NİN KULLANIM ALANLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1 Dayanım-BPI ilişkisi

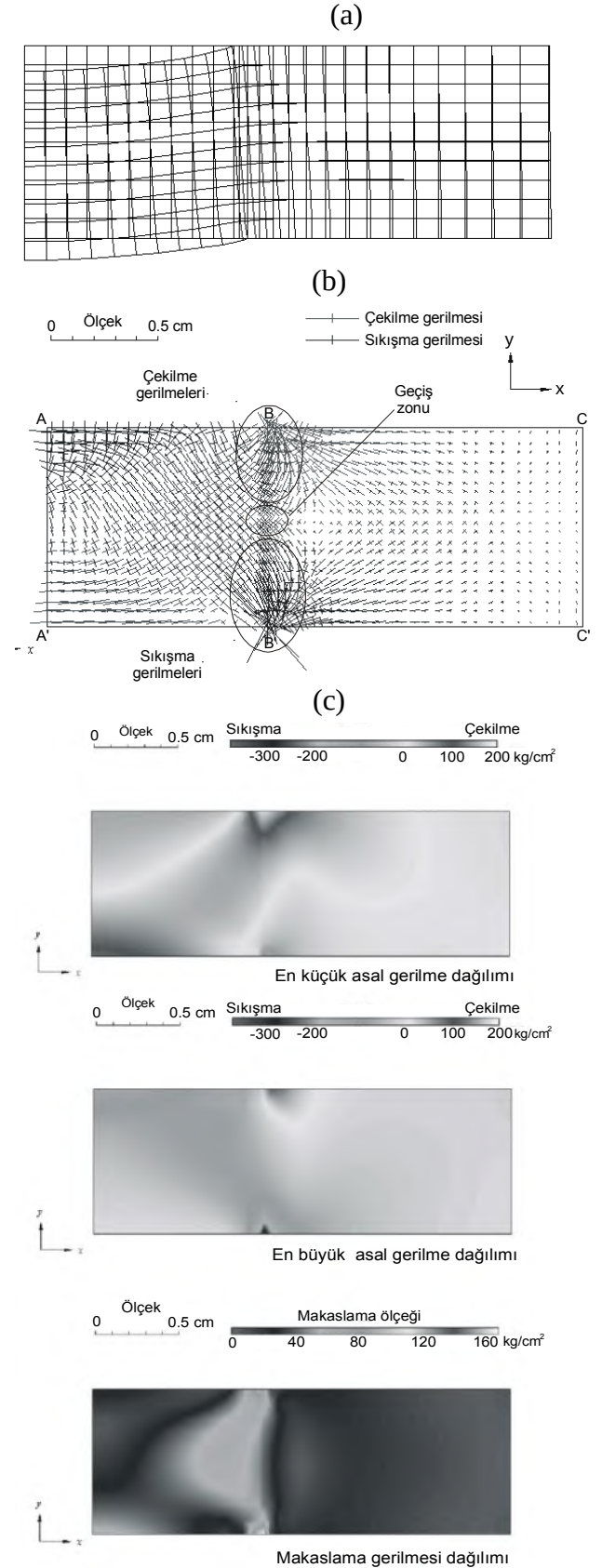
Kayaç dayanımının daha kolay ve az maliyetli indeks deneylerden yararlanılarak belirlenmesi her zaman ilgi çekici bir konu olmuştur. Nokta yükü dayanım indeksi, $I_{s(50)}$, bu amaçla en yaygın kullanılan parametredir. BPI'ın bu amaçla ilk kez kullanımı Schrier (1988) tarafından önerilmiş ve tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) ile boyut düzeltmesi uygulanmamış BPI arasında aşağıdaki ilişki belirlenmiştir.

$$\sigma_c = 5.1 \text{ BPI} - 3.3 \quad (r=0.86) \quad (5)$$

Ulusay & Gökçeoğlu (1997, 1998) çok sayıda kayaç türü için düzeltilmiş BPI (BPI_c) ile σ_c arasında

$$\sigma_c = 5.5 \text{ BPI}_c \quad (r=0.94) \quad (6)$$

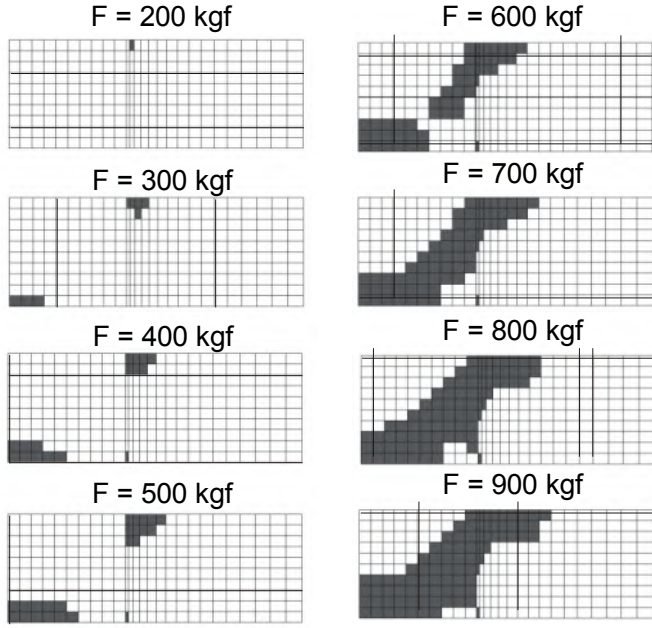
ilişkisini önermişlerdir. Bu araştırmacıların veri tabanı ile bu çalışmaya ait veri tabanının (41 kayaç



Şekil 5. (a) Deforme olmuş ağın abartılı görüntüsü, (b) elastik çözümlemelerde asal gerilme vektörlerinin dağılımı ve (c) elasto-plastik çözümleme sonuçlarına göre en büyük ve en küçük asal gerilmeler ile makaslama gerilmesi dağılımları (D: 50 mm, t: 10 mm).

türü ve 234 σ_c) birleştirilerek yapılan değerlendirme sonucunda, Eşitlik 6'ya çok benzer aşağıdaki ilişki elde edilmiştir.

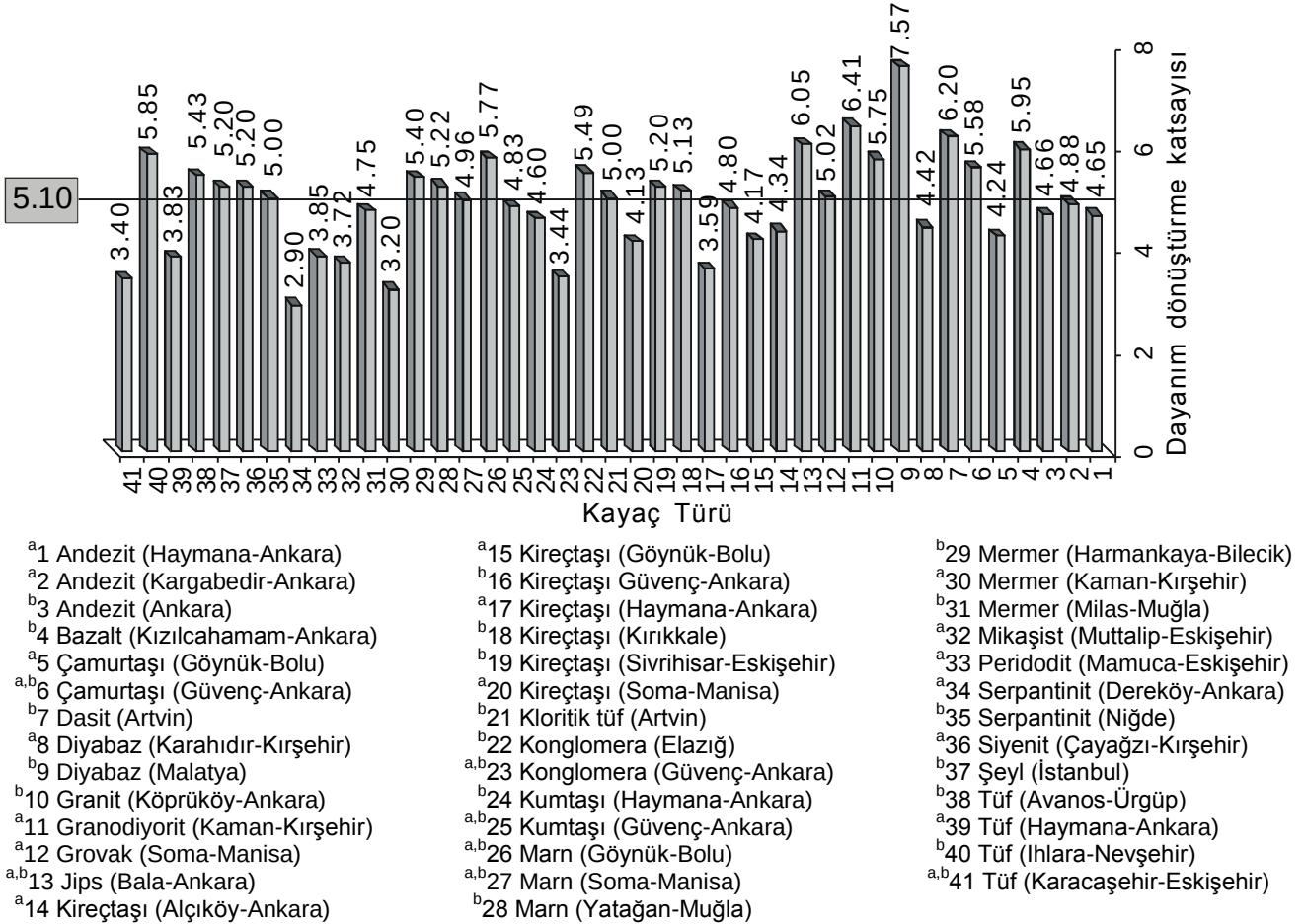
$$\sigma_c = 5.1 \text{ BPI}_c \quad (r=0.90) \quad (7)$$



Şekil 6. Sonlu elemanlar modelinde yenilmenin ilerleme aşamaları (F: kuvvet, D: 50 mm, t: 10 mm).

İncelenen tüm kayaç türleri için belirlenen dönüştürme katsayıları ortalama katsayı (5.1) ile karşılaştırılmıştır. Şekil 7'den görüleceği gibi, birkaç tane çok sağlam kaya türü dışında, σ_c 'nin %1 ile %20 arasında değişen bir hata payıyla (deneysel olarak belirlenen değerlerden olan sapma) BPI_c'den tahmin edilebileceği anlaşılmaktadır.

σ_c 'nin $I_{s(50)}$ 'den tahmini amacıyla değişik araştırmacılar (örn., Broch & Franklin, 1972; Bieniawski, 1975) tarafından 13 ile 50 arasında değişen ve daha çok 16 ile 24 arasında yoğunlaşan dönüştürme katsayıları (k) önerilmiştir. Bu çalışmada kullanılan kayaçların tümü için bu katsayı 15.31 olup, kayaç türleri ayrı ayrı dikkate alındığında 8.63 ile 21.48 arasında değişmektedir. k katsayısı için belirlenen bu değişim aralığı ortalama katsayı (15.31) ile karşılaştırıldığında, σ_c 'nin $I_{s(50)}$ 'den tahmininde %40'a varan hata paylarının söz konusu olduğu, dolayısıyla bu amaçla BPI_c'nin kullanılmasının laboratuvar deneyleriyle tayin edilen değerlere daha yakın σ_c değerleri verdiği anlaşılmaktadır. Araştırma kapsamında benzer bir karşılaştırma Brazilian deneyinden belirlenen çekilme dayanımları (σ_{tB}) için de yapılmış olup, σ_{tB} 'nin $I_{s(50)}$ 'den belirlenmesi halinde %60'a varan hata payının aynı amaçla BPI_c'nin kullanılması koşulunda çok azaldığı saptanmıştır ($\sigma_{tB}=0.68 \text{ BPI}_c$).



^a. Bu çalışmada kullanılan kayaçlar

^b. Ulusay & Gökçeoğlu (1997, 1998)'nin kullandığı kayaçlar

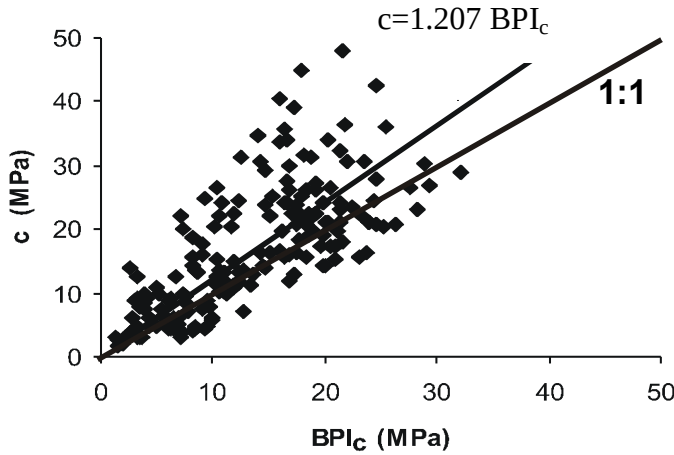
Şekil 7. BPI_c- σ_c ilişkisi için Eşitlik 7'de önerilen dönüştürme katsayısının çalışmada kullanılan kayaç türlerine ait düzeltme katsayılarıyla karşılaştırılması.

4.2 Kohezyon ve BPI_c 'nin karşılaştırılması

Sonlu elemanlar çözümlemelerinden elde edilen ve BPI deneyinin kayaç malzemesinin makaslama dayanımının doğrudan tayini için uygun bir yöntem olmadığı şeklindeki sonuç, deneysel veriler kullanılarak ayrıca araştırılmıştır. Bu amaçla, σ_c ile σ_{tB} değerleri Mohr-Coulomb ölçütünde kullanılarak Gerçek (2001) tarafından önerilen aşağıdaki eşitlikten kohezyon (c_{MC}) hesaplanmıştır.

$$c_{MC} = \frac{\sigma_c \times |\sigma_{tB}|}{\sigma_c - 4|\sigma_{tB}|} \times \tan \left\{ \arcsin \left(\frac{\sigma_c - 4|\sigma_{tB}|}{\sigma_c - 2|\sigma_{tB}|} \right) \right\} \quad (8)$$

Teorik olarak değerlendirildiğinde, yenilmenin salt makaslama şeklinde gelişmesi için yenilme yüzeyindeki normal gerilmenin sıfır olması gerekir. Bu da makaslama dayanımının kohezyona eşit olduğu anlamına gelir. Ancak Eşitlik 8'den hesaplanan c_{MC} değerlerine karşı BPI_c değerlerinin işlendiği Şekil 8'den BPI_c değerlerinin kohezyon değerlerinden biraz daha yüksek olduğu görülmektedir. Bu belirleme, BPI deneyinde salt makaslamanın gelişmediğini, dolayısıyla deneyin sadece bir dayanım indeksi deneyi olarak kullanılabileceğine işaret etmektedir.

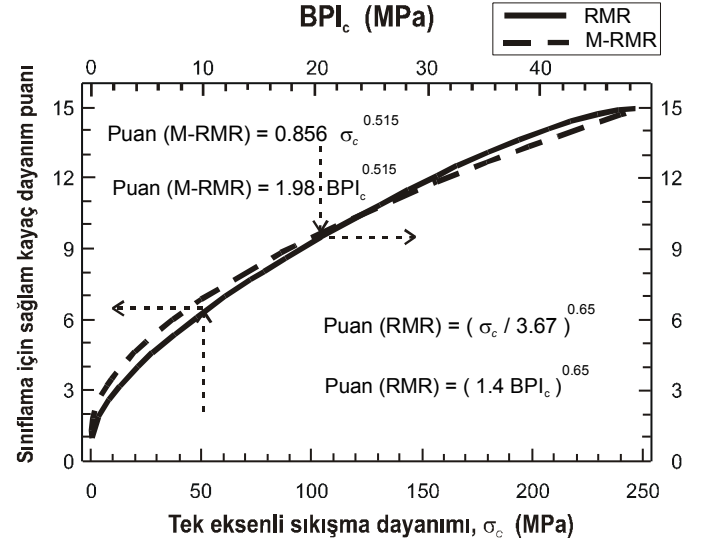


Şekil 8. Kohezyonun BPI_c ile karşılaştırılması.

4.3 BPI 'nin diğer kullanım alanları

Önceki çalışmalarda (Ulusay & Gökçeoğlu, 1997, 1998) BPI_c 'nin RMR (Bieniawski, 1989) ve M-RMR (Ünal & Özkan, 1990; Ulusay vd., 1995) gibi kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde σ_c veya $I_{s(50)}$ 'nin yerine alternatif bir dayanım indeksi parametresi olarak kullanılabilmesi amacıyla " σ_c - BPI_c dayanım puanı" grafiği önerilmiştir. Bu çalışmada da Eşitlik 7'de verilen ve 5.1 olan dönüştürme katsayısı esas alınarak söz konusu grafik modifiye edilmiştir (Şek. 9). Bieniawski (1989)'nin 1 MPa'dan küçük $I_{s(50)}$ değerlerine sahip kayaçlarda nokta yükü dayanımı

indeksinin kullanılmaması şeklindeki önerisi dikkate alındığında, kaya kütlesi sınıflandırma sistemlerinde bu tür zayıf kayaçlarla ilgili puanlandırma güçlüğü de, BPI gibi bir alternatif ile büyük ölçüde giderilmiş olacaktır. Ayrıca BPI_c 'nin değişim aralıklarına göre Çizelge 2'de verilen dayanım sınıflaması önerilmiştir.



Şekil 9. RMR ve M-RMR kaya kütlesi sınıflama sistemleri için BPI_c ve tek eksenli sıkışma dayanımı puanlarını belirleme grafiği.

Çizelge 2. BPI Sınıflaması (Sülükçü & Ulusay, 2001).

BPI_c (MPa)	Dayanım Sınıfı
<5	Çok zayıf
10-20	Zayıf
20-30	Orta
30-40	Yüksek
>40	Çok yüksek

5 SONUÇLAR

Disk makaslama indeks deneyinin değişik yönleriyle araştırıldığı bu çalışmada elde edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir.

- (1) BPI deneyinde boyut düzeltmesinin kaçınılmaz olduğu, yeni verilerle bir kez daha gösterilmiş ve modifiye edilmiş düzeltme katsayıları önerilmiştir.
- (2) Deney sırasında yenilme, örneğin üst kısmında başlayarak beklenen makaslama düzlemi boyunca örnek merkezine doğru ilerlemekte olup, asal gerilmeler örneğin üst kısmında ve bükülme nedeniyle taban kısmında çekilme gerilmesi şeklinde meydana gelmektedir.
- (3) Gerek sayısal, gerekse analitik çözümlemeler; bu deneyin makaslama dayanımını doğrudan belirlemek yerine, bir dayanım indeksi deneyi olarak kullanılmasının uygun olacağını göstermiştir.
- (4) Kayaç malzemesinin tek eksenli sıkışma ve çekilme dayanımlarının dolaylı yoldan daha

az bir hata payıyla belirlenmesinde, diğer indekslere göre BPI'nın daha avantajlı bir indeks olduğu saptanmıştır.

- (5) BPI, RMR ve M-RMR gibi kaya kütlesi sınıflama sistemleri için alternatif bir girdi parametresi ve ayrıca kayaç malzemesinin dayanım sınıflaması amacıyla da kullanılabilecek bir indeks olarak değerlendirilmiştir.

Daha önce sınırlı örnek üzerinde Ulusay & Gökçeoğlu (1997) tarafından çalışılan, ancak bu çalışmada yönlü örnek alma sırasında karşılaşılan güçlükler nedeniyle daha ayrıntılı olarak araştırılamayan BPI-dayanım anizotropisi ilişkisinin gelecekteki araştırmalarda dikkate alınması önerilir.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö. 2000. Kişisel görüşme. Tokai Univ. Dept. Marine Civil Engg, Shimizu, Japan.
- Bieniawski, Z.T. 1975. Point load test in geotechnical practice. *Engineering Geology*, 9:1-11.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classification*. New York, McGraw Hill.
- Broch, E. & Franklin, J.A. 1979. The point load strength test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 9: 669-693.
- Gerçek, H. 2001. Kişisel görüşme. Karaelmas Üniv., Maden Müh. Böl., Zonguldak.
- ISRM 1981. *Rock characterization, testing and monitoring- ISRM suggested methods*. E.T. Brown (ed.), Oxford, UK: Pergamon Press.
- Lacharite, N. 1960. A study to correlate the shearing, bending and compression properties of rock. Fuels and Min. Pract. Div., Mines Branch, Can. Dept. Mines and Tech. Surv., Ottawa, IR 60/38-MIN.
- Mazanti, B.B. & Sowers, G.F. 1965. Laboratory testing of rock strength. *Proceedings of the International Symposium on Testing Techniques for Rock Mechanics*, Seattle, Washington: 207-227.
- Schrier van der, J.S. 1988. The block punch index test. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, 38:121-126.
- Stacey, T.R. 1980. A simple device for the direct shear strength testing of intact rock. *J South African Inst. Min. Metall.*, 80(3):129-130.
- Sülükçü, S. & 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: 1091-1111.
- Ulusay, R. & Gökçeoğlu, C. 1997. The modified block punch index test. *Can. Geotech. J.*, 34:991-1001.
- Ulusay, R. & Gökçeoğlu, C. 1998. An experimental study on the size effect in block punch index test. *Int. J Rock Mech. Min. Sci.*, 35(4-5):628-629 (In: NARMS'98 ISRM International Symposium. Cancun, Mexico, Paper No. 008)
- Ulusay, R. & Gökçeoğlu, C. 1999. A new test procedure for the determination of the Block Punch Index and its possible uses in rock engineering. *ISRM News J*, 6(1):50-54.
- Ulusay, R., Ünal, E. & Özkan, İ. 1995. Characterization of weak, stratified and clay bearing rock masses for engineering applications. *Proceedings of the Conference on Fractured and Jointed Rock Masses*. Lake Tahoe, California: 229-235.
- Ulusay, R., Gökçeoğlu, C. & Sülükçü S. 2001. Draft ISRM suggested method for determining Block Punch Strength Index (BPI). *Int.J. Rock Mech. Min. Sci.* 38(8):1113-1139.
- Ünal, E. & Özkan, İ. 1990. Determination of classification parameters for clay bearing and stratified rock masses. *Proceedings of the Ninth International Conference on Ground Control in Mining*. West Virginia University: 250-259.
- Vutukuri, V.S., Lama, R.D. & Saluja, S.S. 1974. *Handbook on mechanical properties of rocks*. Trans Tech Publication, Clausthal, Germany.

Kil içeren zayıf kayaçların suda dağılmaya karşı duraylılığını etkileyen faktörler

Factors affecting the slake durability of weak and clay-bearing rocks

C. Gökçeoğlu, R. Ulusay & H. Sönmez

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06532 Beytepe, Ankara

ÖZET : Bozunma, kayaç malzemesinin hızlı bir değişime uğrayarak zemin gibi davranmasına yol açabilir. Kayaçların kısa süreli bozunma sürecine direnç gösterme özelliği suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi ile (Id) ile tanımlanmakta olup, bu indeks özellikle kil içeren zayıf kayaçlar açısından önemlidir. Bu çalışmada, ıslanma-kuruma çevrim sayısının, kayaçların suda dağılmaya karşı duraylılığı üzerindeki etkisi ile mineralojik bileşimin ve dayanımın rolü incelenmiştir. Bu amaçla; kil içeren 17 değişik kayaç türüne ait örneklerde dört çevrimin uygulandığı suda dağılmaya karşı duraylılık ve tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri ile X-ışınları kırınım analizleri yapılarak, veriler istatistiksel olarak değerlendirilmiştir. Sonuçlar, kil minerali türünün ve miktarının Id'nin değişimini etkileyen en önemli faktörler olduğunu ve şişebilen kil miktarı ile Id arasında önemli bir ilişkinin varlığını göstermiştir. Değerlendirmeler, kil içeren zayıf kayaçlarda iki çevrimin uygulandığı klasik suda dağılmaya karşı duraylılık deneylerinde çevrim sayısının dörtte çıkarılmasının daha uygun olacağını göstermiş ve dayanım ile Id arasında da benzer bir ilişki saptanmıştır.

ABSTRACT : Weathering can induce a rapid change of rock material from initial rock-like properties to soil-like properties. The resistance to short-term weathering is described by the slake durability index (Id) which is an important index particularly for weak and clay-bearing rocks. In this study, the influence of the number of drying and wetting cycles on durability and controls of mineralogical composition and strength were investigated on the samples of 17 different weak and clay-bearing rock types. For the purpose, four-cycle slake durability index tests, uniaxial compressive strength tests and X-ray diffraction analyses were carried out and the data were statistically evaluated. The results suggest that the type and amount of clay minerals are the main factors influencing the variations of Id, and there is a strong relationship between Id and the amount of expandable clay minerals. The assessments revealed that the number of cycles should be increased from 2 to 4 in conventional slake durability test to offer an acceptable indication of the durability of weak and clay-bearing rocks. Similar conclusions are drawn for the relationships between durability and strength.

1 GİRİŞ

Özellikle kil mineralleri ile ince taneli kuvars ve feldispatlardan oluşan, lamina düzlemlerini içeren zayıf çimentolu sedimanter ve volkano-sedimanter kayaçlar ıslanma-kuruma süreçlerinin etkisiyle kısa sürede dağılma-parçalanma eğilimi göstermektedirler. Bu durum, kayacın kısa süre içerisinde ilksel özelliklerinin bozulmasına ve mühendislik çalışmaları sırasında bazı sorunlara neden olabilmektedir. Franklin & Chandra (1972) tarafından önerilen suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi kayaçların bu özelliğinin değerlendirilmesi amacıyla yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu deney, gerek ISRM (1981), gerekse ASTM (1990) tarafından da kabul görmüş ve standart iki ıslanma-kuruma çevrimi şeklinde uygulanagelmıştır. Ayrıca deney, çeşitli duraylılık

(durability) sınıflamalarının geliştirilme-sinde (Gamble 1971; Wood & Deo 1975; Olivier 1979; Dick vd. 1994), kil içeren kayaçlar (Varley 1990; Vetzal & Einsele 1981) ile şeyl ve kömür içeren kayaçların duraylılığını denetleyen faktörlerin değerlendirilmesinde (Taylor & Spears 1970; Olivier 1980; Russel 1982; Dick & Shakoor 1992; Moon & Beattie 1995; Bell vd. 1997) kullanılmıştır. Ancak bu çalışmaların önemli bir bölümünde iki çevrim sonunda elde edilen suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerleri esas alınmıştır. Bununla birlikte, bazı araştırmacılar (Taylor 1988; Moon & Beattie, 1995; Ulusay vd. 1995; Bell vd. 1997; Gökçeoğlu 1997; Gökçeoğlu vd. 2000) standart iki ıslanma-kuruma çevriminin özellikle zayıf kayaçlar için yeterli olamayabileceğini savunarak, 3 ile 6 arasında değişen çevrim sayılarının uygulanmasını önermişlerdir.

Bu çalışmada, Türkiye'nin değişik bölgelerinden alınmış kil içeren zayıf kayaç örnekleri kullanılarak, mineralojik bileşim ve dayanımın duraylılık, özellikle ıslanma-kuruma çevrim sayısı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu amaçla; X-ışınları kırınım analizleri, çok sayıda çevrimin uygulandığı suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi ve tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen veriler, çevrim sayısına bağlı olarak, bir seri basit ve çoklu regresyon analizine tabi tutularak karşılaştırılmışlardır. Sonuçlar özellikle çevrim sayısı açısından yorumlanarak Id ve diğer parametreler arasında görgül ilişkiler belirlenmiştir.

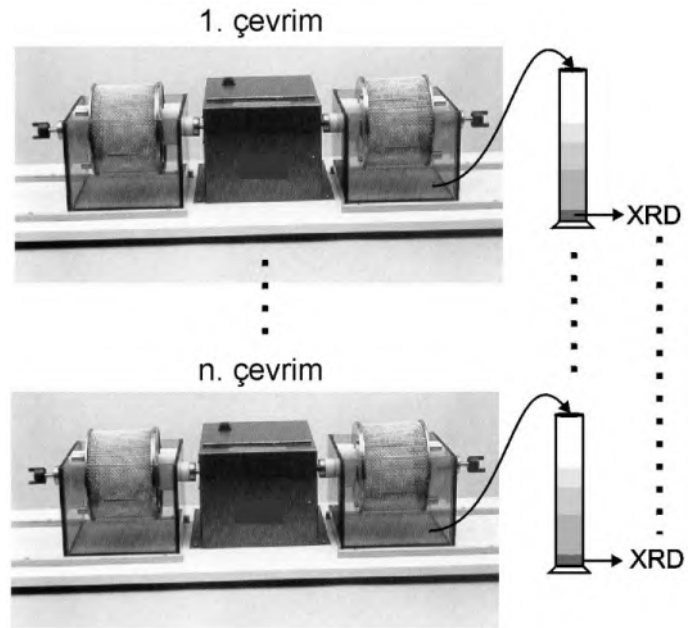
2 MALZEME VE YÖNTEM

Çalışmanın amacına uygun olarak, Türkiye'nin değişik yörelerindeki açık işletmelerden ve mostralardan marn (laminallı ve kompakt), kıltaşı, çamurtaşı, kumtaşı, şist ve tüften oluşan kayaçlardan blok örnekler alınmıştır. Bu amaçla toplam 17 farklı yöreden yararlanılmış ve bloklardan hazırlanan 141 örnek üzerinde X-ışınları kırınım analizleri, suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi (Id) ve tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri yapılmıştır. Çevrim sayısının etkisinin araştırılması amacıyla suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyinde iki olan klasik çevrim sayısı dörde çıkarılmıştır. Deneylerde ASTM (1990) ve ISRM (1981) tarafından önerilen yöntemler izlenmiş, ayrıca petrografik tanımlama amacıyla bazı kayaçlardan hazırlanan ince kesitler üzerinde değerlendirmeler yapılmıştır.

Mineralojik bileşimin, özellikle kil mineralojisinin, denetiminin ve çevrim sayısının Id üzerindeki etkisinin incelenmesi amacıyla yazarlar tarafından önerilen farklı bir yöntem de uygulanmıştır. Bu uygulamadaki amaç, her çevrim sonunda orijinal örnekten ayrılan parçalardaki mineral türlerini belirleyerek, bunların dağılma üzerindeki etkisini araştırmaktır. Bu amaçla, her çevrim sonunda tankta biriken malzeme bir sedimantasyon tüpünde çökelttilerek X-ışınları kırınım analizine tabi tutulmuş (Şekil 1) ve tamburdan geçen mineral türlerinin kümülatif miktarı (Q) her çevrim için aşağıdaki eşitlikten hesaplanmıştır.

$$Q = \sum_{a=1}^{a=n} \{ [(Id_a - Id_{a+1}) (Y_{xa} / 100)] / Y_{x0} \} \quad (1)$$

Burada; n çevrim sayısı, Id herhangi bir çevrim sonundaki suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi, Y_{xa} herhangi bir çevrim sonunda tamburdan geçen herhangi bir mineralin miktarı ve Y_{x0} ise suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi öncesinde herhangi bir mineralin kayaç içerisindeki miktarıdır. Bu yaklaşım, marn ve tüflerden seçilen 10 örnekte uygulanmıştır.



Şekil 1. Mineralojinin duraylılık üzerindeki etkisini inceleyebilmek amacıyla kullanılan yöntem.

3 DENEY SONUÇLARI

X-ışınları kırınım analizlerinden elde edilen difraktogramlardan örneklerin yüzde olarak mineral içerikleri tayin edilmiştir. Çalışmanın amacı açısından sadece karbonat ve kil minerali yüzdeleri Çizelge 1'de verilmiş olup, bunların yanı sıra, az miktarda feldispat, kuvars ve mika ile sadece kıltaşı ile tuf örneklerinde eser miktarda zeolit, opal ve opak mineraller saptanmıştır.

Dört çevrimin uygulandığı suda dağılmaya karşı duraylılık deneylerinin sonuçlarına (Çizelge 2) göre, yüksek kil içeriğine sahip kayaçlar dışında, ilk iki çevrimde Id değerleri %88.1 ile %99.3 arasında değişmektedir. Özellikle karbonat içeriğinin artmasıyla Id değerleri de artmaktadır. Ancak çevrim sayısının artmasıyla birlikte, kil içeriği yüksek, mikrokırıklara ve yüksek bozunma derecesine sahip kayaçların Id değerlerinde 2'inci çevrimden sonra belirgin bir azalma gözlenmiştir.

İncelenen kayaç türlerinin tek eksenli sıkışma dayanımlarının değişim aralıkları ve ortalamaları Şekil 2'de gösterilmiştir. Deere & Miller (1966) sınıflamasına göre, yüksek karbonat içeriğine sahip 7, 9 ve 12 no.lu kayaçlar (marn) hariç, diğer kayaç

türlerinin muhtemelen yüksek kil içeriğine, şistozite yüzeylerine ve kılcal çatlaklara sahip olması nedeniyle, düşük ve çok düşük dayanımlı oldukları anlaşılmıştır.

Çizelge 1. X-Işınları kırınım analizlerine göre kayaçların karbonat ve kil minerali yüzdeleri

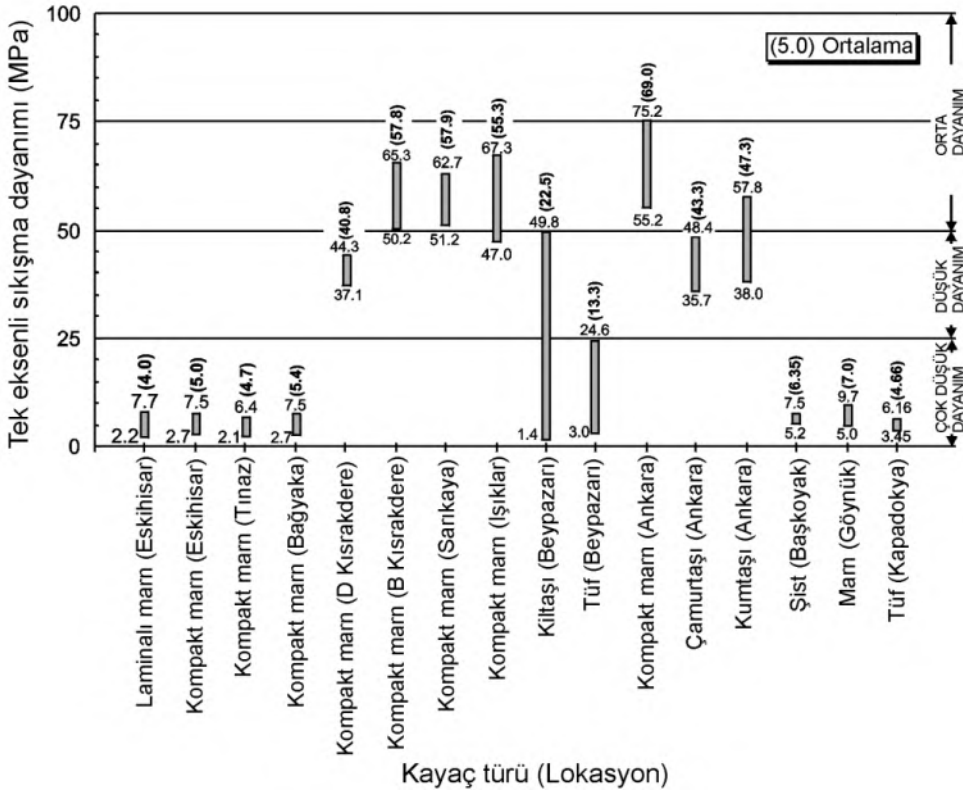
Kayaç No.	Kayaç türü	Karbonat mineralleri (%)			^a Kil mineralleri (%)	Kil türü		
		Aragonit	Dolomit	Kalsit		Simektit (%)	İllit (%)	Kaolinit (%)
1	Laminallı marn (Eskihisar)	52.5 (30-69)	8.2 (0-19)	9.1 (2-27)	23.7 (5-44)	7.0 (2-17)	11.7 (7-16)	7.7 (5-13)
2	Kompakt marn (Eskihisar)	58.6 (7-73)	8.7 (2-21)	5.8 (1-12)	18.3 (6-32)	3.4 (2-7)	10.5 (3-19)	7.3 (2-12)
3 *	Marn (Eskihisar, toprak harmanı)	50.5 (5-77)	6.4 (0-30)	17.1 (5-9)	24.8 (10-55)	5.0 (0-15)	16.4 (10-30)	5.5 (0-10)
4	Kompakt marn (Tınaz)	45 (26-64)	7.1 (3-10)	20.5 (16-31)	27.3 (12-41)	9.8 (10-20)	7.1 (2-13)	5.2 (1-9)
5	Kompakt marn (Bağyaka)	48 (39-57)	6.2 (3-10)	23.5 (17-33)	22.3 (14-29)	5.5 (4-8)	12.9 (11-15)	8.3 (7-10)
6	Kompakt marn (D Kısırakdere)	—	2.6 (1-5)	62.5 (3-76)	22.7 (19-29)	2.7 (2-3)	4.8 (3-7)	17.1 (15-19)
7	Kompakt marn (B Kısırakdere)	—	2.4 (1-4)	68.3 (61-75)	10.1 (5-14)	2.4 (2-3)	3.3 (1-6)	3.4 (3-4)
8	Kompakt marn (Sarıkaya)	—	2.4 (1-5)	79.7 (72-87)	13.2 (9-16)	1.7 (1-3)	3.7 (3-5)	7.8 (4-11)
9	Kompakt marn (Isıklar)	—	1.9 (1-3)	79.7 (67-89)	9.3 (5-16)	1.5 (1-3)	2.5 (1-4)	4.4 (3-7)
10	Kiltaşı (Beyazarı)	—	3.2 (0-7)	1.8 (0-4)	73.4 (60-89)	35.5 (7-89)	20.7 (0-31)	13.8 (0-31)
11	Tüf (Beyazarı)	—	12.3 (3-28)	9.7 (4-15)	41.7 (28-51)	36.0 (31-41)	12.5 (5-20)	—
12	Kompakt marn (Güvenç)	—	3.5 (2-6)	59.7 (55-66)	5.2 (4-7)	1.4 (1-2)	1.5 (1-2)	3.2 (3-4)
13	Çamurtaşı (Güvenç)	—	22.5 (14-33)	7.9 (6-10)	19.9 (12-29)	2.4 (2-3)	19.3 (18-20)	5.9 (5-6)
14	Kumtaşı (Güvenç)	—	—	13.6 (9-22)	26.4 (23-31)	2.2 (2-3)	18.0 (17-19)	9.4 (7-11)
15	Şist (Baskoyak)	—	—	—	37.0 (27-52)	14.1 (10-19)	18.4 (17-19)	16.1 (14-18)
16	Marn (Göynük)	—	10.4 (1-30)	24.0 (12-45)	47.3 (35-78)	19.9 (4-67)	18.5 (6-24)	8.9 (4-21)
17	Tüf (Kapadokya)	—	1.3 (0-5)	—	77.3 (60-94)	64.5 (40-79)	2.5 (0-5)	10.3 (4-15)

^a Tüm kil mineralleri; parantez içinde verilen rakamlar değişim aralıklarıdır.; T: eser miktar; * Kompakt ve laminallı marn karışımı

Çizelge 2. Suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneylerine ilişkin sonuçlar

Kayaç türü	Id ₁		Id ₂		Id ₃		Id ₄	
	DeğişimAralığı (%)	$\bar{x}$ (%)	DeğişimAralığı (%)	$\bar{x}$ (%)	DeğişimAralığı (%)	$\bar{x}$ (%)	DeğişimAralığı (%)	$\bar{x}$ (%)
Laminallı marn (1)	88.1-99.5	96.4	30.6-99.4	91.7	27.6-99.1	88.3	27.0-98.5	85.6
Kompakt marn (2)	95.6-99.8	98.3	90.5-99.6	96.8	89.4-99.1	95.3	87.6-98.8	93.5
* Pasa malzemesi (3)	76.6-99.7	93.2	69.5-96.4	88.7	67.3-95.0	86.0	65.5-94.1	82.3
Kompakt marn (4)	94.8-97.7	95.7	90.8-96.1	93.2	80.1-92.6	85.6	73.8-89.9	79.7
Kompakt marn (5)	96.2-99.4	97.5	92.6-97.6	94.5	90.6-95.8	92.9	89.1-92.8	91.5
Kompakt marn (6)	97.1-99.0	98.3	94.9-98.2	97.2	93.7-97.9	96.6	92.2-97.5	96.0
Kompakt marn (7)	98.1-99.6	99.1	97.4-99.4	98.5	96.7-99.0	98.1	95.8-98.5	97.6
Kompakt marn (8)	98.2-99.8	99.3	97.8-99.5	99.0	97.4-99.4	98.8	97.1-99.3	98.6
Kompakt marn (9)	98.5-99.7	99.3	98.3-99.6	99.1	98.0-99.4	98.9	97.9-99.3	98.8
Kiltaşı (10)	5.0-78.0	50.3	0.0-65.0	36.5	0.0-57.0	29.2	0.0-55.0	26.3
İgnimbirit (11)	45.0-71.0	57.0	42.0-59.0	47.7	10.0-43.0	29.3	0.0-17.0	10.3
Kompakt marn (12)	99.7-99.9	99.8	99.5-99.8	99.6	99.2-99.4	99.3	98.3-98.8	98.6
Çamurtaşı (13)	98.5-99.3	99.0	98.0-99.0	98.4	97.5-98.8	98.1	93.3-98.0	96.2
Kumtaşı (14)	96.3-98.7	97.2	95.3-97.9	96.1	94.6-97.4	95.4	93.4-96.2	94.6
Şist (15)	98.5-99.5	98.9	98.3-98.5	98.4	91.6-93.8	92.4	83.4-86.1	85.2
Marn (16)	65.0-99.0	93.7	48.0-98.0	88.1	38.0-97.0	82.6	25.0-96.0	78.4
İgnimbirit (17)	70.9-87.0	79.3	57.1-70.0	62.4	47.5-53.0	49.6	33.3-47.0	39.6

$\bar{x}$:Ortalama; * laminallı ve kompakt marn karışımı



Şekil 2. İncelenen kayaçların tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) değerleri ve dayanım sınıflamasındaki yerleri.

Her çevrim sonrasında örnekten ayrılan karbonat ve kil minerali içeriklerinin çevrim sayısına bağlı değişimi Şekil 3'te verilmiştir. Şekil 3'ten görüleceği gibi, ilk iki çevrimde orijinal örnekten ayrılan karbonat minerali içeriği değişmezken, bu çevrimden sonra artmaktadır. Buna karşın kil mineralleri ise, ancak 3'üncü çevrimden sonra ve belirgin şekilde artmakta, bu artış özellikle kilce zengin marn ve tüflerde %40-60 düzeyine ulaşmaktadır. Bu belirleme, incelenen tüm kayaç türleri için kil içeriğinin kayacın dağılmaya karşı duraylılığı üzerinde önemli bir etkisinin olduğunu göstermiştir.

4 DURAYLILIĞI DENETLEYEN FAKTÖRLER

Çevrim sayısının, mineralojik bileşimin ve dayanımın duraylılık üzerindeki etkisinin incelenmesi amacıyla elde edilen verilerin yanı sıra, Ulusay vd. (1995) tarafından toprak harmanlarını oluşturan killi marn malzemesinde gerçekleştirilen tane boyu dağılımı analizlerinin sonuçları da kullanılarak, bir dizi basit ve çoklu regresyon analizi yapılmıştır. Basit regresyon analizlerinde veriler dört fonksiyon (doğrusal, geometrik, eksponansiyel ve logaritmik) için ayrı ayrı denenmiş ve doğrusal fonksiyondan en yüksek korelasyon katsayıları elde edilmiştir. İlk aşamada, toplam karbonat ve toplam kil minerali yüzdeleri

ile Id arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Her iki analizde de korelasyon katsayısının çevrim sayısına bağlı olarak arttığı ve 4'üncü çevrimde (Id_4) en yüksek korelasyon katsayısını veren ilişkiye ulaşıldığı belirlenmiştir (Çizelge 3). Bu belirleme, kil içeriği-nin yüksek olduğu kayaçlarda çevrim sayısının artışıyla birlikte kayacın dağılmaya karşı eğiliminin de arttığına işaret etmektedir. Kil mineralleri tek başına dikkate alındığında ise, diğer kil minerali türlerinin önemli bir etkisi olmazken, simektitin Id 'yi önemli düzeyde denetleyen bir faktör olduğu sonucuna varılmıştır (Çizelge 3).

Çizelge 3. Suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi (Id) ile mineralojik bileşenler arasındaki ilişkiler için basit regresyonlardan elde edilen korelasyon katsayıları (r).

Mineral türü	Id_1	Id_2	Id_3	Id_4
Toplam karbonat(%)	0.50	0.52	0.56 ^a	0.80 ^a
Aragonit (%)	0.23	0.22	0.22	0.21
Kalsit (%)	0.27	0.31	0.35	0.39
Dolomit (%)	0.02	-0.01	0.00	0.03
Toplam kil (%)	-0.65 ^a	-0.71 ^a	-0.76 ^a	-0.77 ^a
Simektit (%)	-0.85 ^a	-0.85 ^a	-0.85 ^a	-0.90 ^a
İllit (%)	-0.11	-0.20	-0.22	-0.23
Kaolinit (%)	0.00	-0.12	-0.11	-0.10

^a F-testi sonuçlarına göre istatistiksel olarak $P=0.05$ seviyesinde anlamlı (95 % güven aralığı)

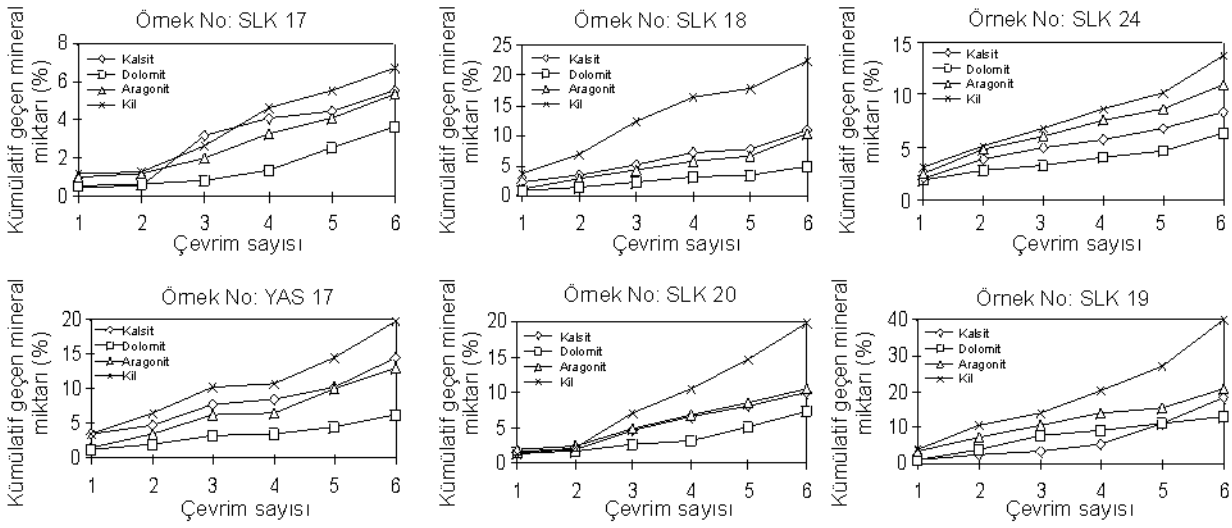
İstatistiksel analizlerin ikinci aşamasında çok değişkenli regresyon analizleri yapılarak, farklı çevrimlerden elde edilen Id değerleri üzerinde tüm kil minerallerinin birlikte yarattığı etkinin incelenmesi amaçlanmıştır. Sonuçlar (Çizelge 4), regresyon

katsayılarının (R^2) çevrim sayısına bağlı olarak arttığını ve 4'üncü çevrimde en yüksek değerine ulaştığını göstermiştir. Bunun yanı sıra, elde edilen diğer bir önemli sonuç da, simektit ve illit minerallerinin artması Id'yi azaltıcı yönde etkilerken, kaolinit göreceli olarak tersi bir davranış göstermiştir. Ayrıca, simektit mineral oranı katsayısının 1'inci çevrimde düşük iken giderek artış göstermesi ve 4'üncü çevrim sonunda eşitliği denetleyen faktör durumuna gelmesi, bu deney için çok sayıda çevrim uygulanmasının daha iyi sonuç verebileceğinin bir göstergesi olarak

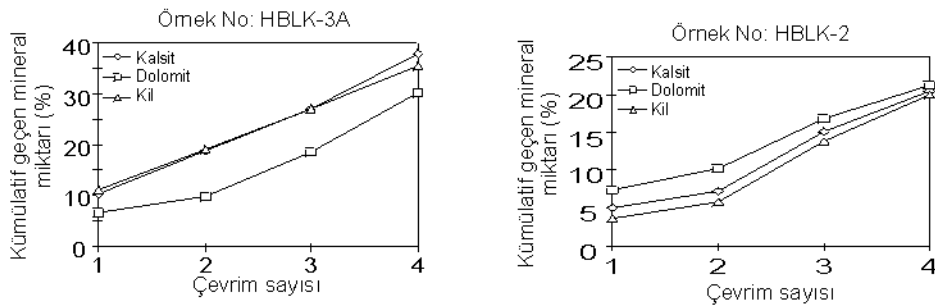
değerlendirilmiş olup, Id₄ ile simektit ve kil yüzdesi ilişkileri Şekil 4'te verilmiştir. Tek eksenli sıkışma dayanımı ile duraylılık indeksi arasında anlamlı ilişkiler elde edilmesine rağmen (Çizelge 5), çevrim sayısına bağlı önemli bir farklılık olmadığı sonucuna ulaşılmıştır.

Kil içeren zayıf kayaç malzemesinden oluşan toprak harmanı şevlerinin duraylılığı, bu malzemelerin ayrışma derecesiyle yakından ilgilidir. İslanma-kuruma süreçlerine bağlı olarak bu tür malzemeler dağılarak ince taneli hale geçebilmekte ve makaslama dayanımları etkilenmektedir. Bu

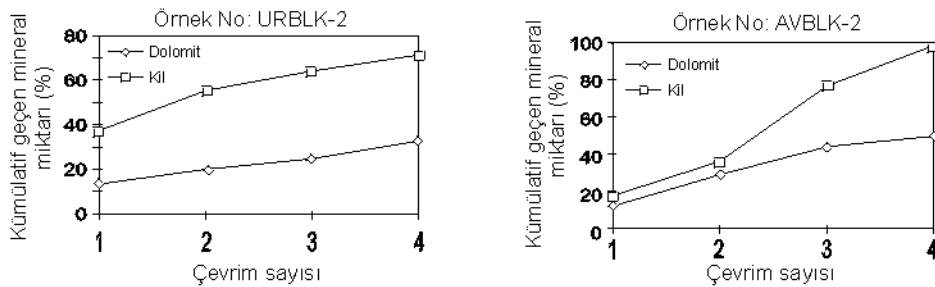
(a) Marn (Eskihisar linyit işletmesi)



(b) Marn (Himmetoğlu linyit işletmesi)



(c) Tuf (Kapadokya)



Şekil 3. Orijinal kayaçtan ayrılan kil ve karbonat minerallerinin çevrim sayısına bağlı kümülatif yüzdeleri.

hususun incelenilmesi amacıyla Ulusay vd. (1995) tarafından kilce zengin marndan oluşan toprak harmanlarından alınmış 30 ömeğe ait deneylerin sonuçlarından yararlanılmıştır. Söz konusu çalışmada her çevrim sonunda tamburdan geçen malzemenin tane boyu dağılımı belirlenmiş olup, bu veriler kum, silt ve kil yüzdeleri ile I_d değerleri arasındaki ilişkilerin araştırılmasında kullanılmıştır. Çizelge 6'dan görüleceği gibi, tane boyu ile I_d arasındaki en önemli ilişkiler 4'üncü ve 5'inci çevrimler için elde edilmiş, dolayısıyla I_d ile ince tane miktarı arasında pozitif bir ilişki söz konusu iken, iri taneler azalırken I_d artmıştır. Ulusay vd. (1995) tarafından, eski harmanlara ait tane boyu analizlerinde silt ve kilin egemen olduğu saptanmış olup, bu durum iri malzemenin zamanla dağılıp trafik ve harman yükleriyle sıkışarak ince malzemeye dönüştüğünü göstermekte, dolayısıyla çoklu çevrimin bu tür malzemelerin değerlendirilme-sinde önemli olduğuna işaret etmektedir.

Çizelge 4. Farklı çevrimler için çok değişkenli regresyon analizi sonuçları

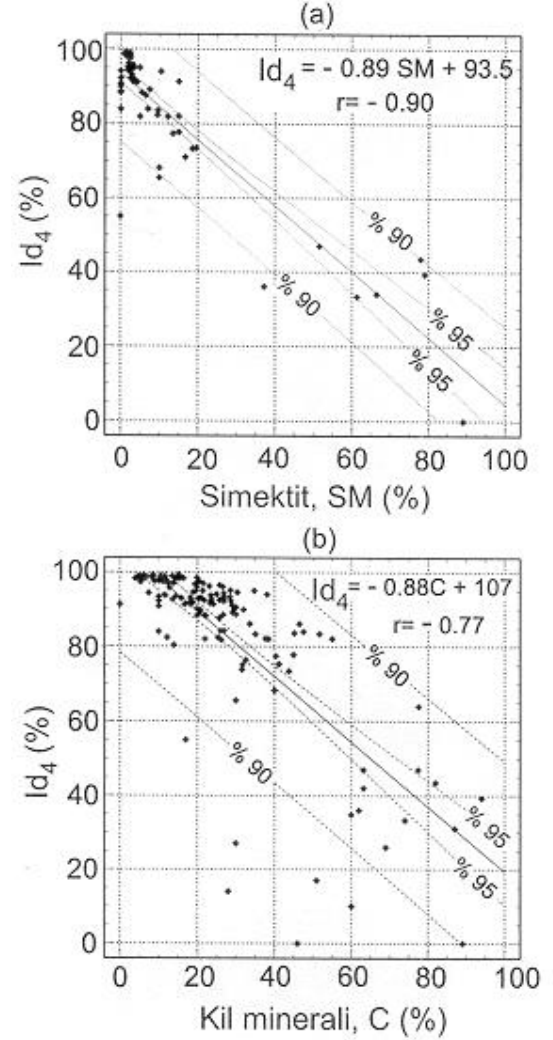
Bağımsız değişken	Katsayı	SS	T-değeri	O ^a	
1) Id ₁ :					
Sabit	96.8	2.93	33.1	0.0	R ² (düz.)=0.50
Simektit	-0.46	0.06	-7.62	0.0	
İllit	-0.15	0.17	-0.87	0.39	
Kaolinit	0.58	0.26	2.26	0.03	
(Id ₁ = 96.8 - 0.46 SM - 0.15 I + 0.58 K)					
2) Id ₂ :					
Sabit	95.9	2.85	33.6	0.0	R ² (düz.)=0.66
Simektit	-0.63	0.06	-10.7	0.0	
İllit	-0.20	0.16	-1.2	0.24	
Kaolinit	0.57	0.25	2.3	0.02	
(Id ₂ = 95.9 - 0.68 SM - 0.20 I + 0.57 K)					
3) Id ₃ :					
Sabit	95.8	2.80	34.3	0.0	R ² (düz.)=0.75
Simektit	-0.77	0.06	-13.4	0.0	
İllit	-0.32	0.16	-1.96	0.06	
Kaolinit	0.54	0.24	2.22	0.03	
(Id ₃ = 95.8 - 0.77 SM - 0.32 I + 0.54 K)					
4) Id ₄ :					
Sabit	96.3	2.62	36.8	0.0	R ² (düz.)=0.83
Simektit	-0.92	0.05	-17.0	0.0	
İllit	-0.45	0.15	-2.99	0.0	
Kaolinit	0.39	0.23	1.72	0.09	
(Id ₄ = 96.3 - 0.92 SM - 0.45 I + 0.39 K)					

^a 0.05'den daha büyük olasılık değerleri için değişkenin ihmal edilebilir. SM:Simektit, I:İllit, K:Kaolinit ; SS: standart sapma

Çizelge 5. Tek eksenli sıkışma dayanımıyla (σ_c) farklı çevrimlerden elde edilen I_d değerleri arasındaki basit regresyonlara ait korelasyon katsayıları (r)

Parametre	Korelasyon katsayısı (r)			
	I_{d1}	I_{d2}	I_{d3}	I_{d4}
σ_c	0.72 ^a	0.75 ^a	0.76 ^a	0.76 ^a

^a F-testi sonuçlarına göre istatistiksel olarak $P=0.05$ seviyesinde anlamlı (95 % güven aralığı)



Şekil 4. I_{d4} ile simektit (a) ve kil minerali (b) arasındaki regresyon analizlerine ait grafikler.

Çizelge 6. Tankta biriken malzemenin silt-kil (CF) ve kum (CS) içeriği ile farklı çevrimlerden elde edilen I_d değerleri regresyon analizi sonuçları.

Çevrim Sayısı:	Eşitlik	R
(a) Silt-kil içeriği:		
1	$I_{d1} = 73.7 \text{ CF}^{0.064}$	0.59 ^a
2	$I_{d2} = 52.2 \text{ CF}^{0.014}$	0.65 ^a
3	$I_{d3} = 40.5 \text{ CF}^{0.19}$	0.65 ^a
4	$I_{d4} = 32.7 \text{ CF}^{0.24}$	0.77 ^a
5	$I_{d5} = 45.5 \text{ CF}^{0.69}$	0.82 ^a
(b) Kum içeriği:		
1	$I_{d1} = 100e^{-0.0014 \text{ CS}}$	0.54
2	$I_{d2} = 101.4e^{-0.0028 \text{ CS}}$	0.57 ^a
3	$I_{d3} = 102.4e^{-0.0041 \text{ CS}}$	0.60 ^a
4	$I_{d4} = 105.9e^{-0.0057 \text{ CS}}$	0.78 ^a
5	$I_{d5} = 116.9e^{-0.0117 \text{ CS}}$	0.78 ^a

^a F-testi sonuçlarına göre istatistiksel olarak $P=0.05$ seviyesinde anlamlı (95 % güven aralığı)

5 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlar aşağıda özetle verilmiştir.

- (a) Suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi yüksek veya çok yüksek olan kayaların önemli bir kısmının karbonat minerali içeriği de yüksek olup, suda dağılmaya karşı duraylılığı kontrol eden en önemli faktörün kil minerali türü (özellikle simektit grubu) ve miktarı olduğu anlaşılmıştır. Bu durum, bir dizi ıslanma-kuruma çevriminin taneler arası bağları zayıflatarak kil minerallerinin orijinal örnekten ayrılması sürecini hızlandığını göstermektedir.
- (b) Çevrim sayısı ile istatistiksel olarak anlamlı ilişkisi olmamakla birlikte, tek eksenli sıkışma dayanımının duraylılık (Id) üzerinde etkin bir rol oynadığı belirlenmiştir.
- (c) Gerek basit, gerekse çok değişkenli regresyon analizlerinin sonuçlarına göre 4. çevrime ait suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi ile incelenen kayaç özellikleri arasında, diğer çevrimler için elde edilen ilişkilere göre, çok daha yüksek korelasyon katsayıları belirlenmiştir.
- (d) Yığılmış kayaç malzemelerinin zamanla dağılıp ince tane fraksiyonunda artış gösterme eğilimi içinde olmaları, çok sayıdaki çevrimin uygulandığı deneylerle de desteklenmiştir.

Sonuç olarak, suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneylerinde standart iki çevrim yerine daha fazla sayıda çevrimin, özellikle dört çevrim uygulanması önerilir. Bununla birlikte, yazarlar mikroçatlak indeksi vb. gibi diğer parametrelerin de dikkate alınarak ve daha çeşitli benzer türde kayaçlar üzerinde yapılacak çalışmalarla bu önerinin sınanmasının yararlı olacağını düşünmektedirler.

KAYNAKLAR

- ASTM, 1990. *Standard test method for slake durability of shales and similar weak rocks (D4644)*. Annual Book of ASTM Standards, Vol.4.08, ASTM, Philadelphia, 863-865.
- Bell, F.G., Entwistle, D.C. & Culshaw, M.G. 1997. A geotechnical survey of some British Coal Measures mudstones, with particular emphasis on durability. *Eng. Geol.*, 46:115-129.
- Deere, D.U. & Miller, R.P. 1966. Engineering classification and index properties for intact rock. Tech. Rep. AFWL-

TR-65-116. Air Force Weapons Laboratory, Kirtland Air Force Base.

- Dick, J.C. & Shakoor, A. 1992. Lithological controls of mudrock durability. *Q. J. Eng. Geol.*, 25:31-46.
- Dick, J.C., Shakoor, A. & Wells, N. 1994. A geological approach toward developing a mudrock-durability classification system. *Can. Geotech. J.*, 34:17-27.
- Franklin, J.A. & Chandra, A. 1972. The slake-durability test. *Int. J. Rock Mechanics Mining Sci.*, 9: 325-341.
- Gamble, J.C. 1971. Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks. Ph.D. diss., Univ. of Illinois.
- Gökçeoğlu, C. 1997. Killi, yoğun süreksizlik içeren ve zayıf kaya kütlelerinin mühendislik sınıflamalarında karşılaşılan güçlüklerin giderilmesine yönelik yaklaşımlar. Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, (yayımlanmamış).
- Gökçeoğlu, C., Ulusay, R., & 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. *Eng. Geol.*, 57, 215-237.
- ISRM, 1981. *Rock Characterization, Testing and Monitoring- ISRM Suggested Methods*. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, Oxford.
- Moon, V.G. & Beattie, A.G. 1995. Textural and microstructural influences on the durability of Waikato coal measures mudrocks. *Q. J. Eng. Geol.*, 28: 303-312.
- Olivier, H.J. 1979. A new engineering-geological rock durability classification. *Eng. Geol.*, 14: 255-279.
- Olivier, H.J. 1980. Some aspects of the influence of mineralogy and moisture redistribution on the weathering behaviour of mudrocks. *Proc. 4 th Int Cong. on Rock Mech.*, Montreux, Vol.3: 1-8.
- Russel, D.J. 1982. Controls on shale durability: the response of two Ordovician shales in the slake durability test. *Can. Geotech. J.*, 19: 1-13.
- Taylor, R.K. 1988. Coal Measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. *Q.J. Eng. Geol.*, 21: 85-99.
- Taylor, R.K. & Spears, D.A., 1970. The breakdown of British Coal Measures rocks. *Int. J. Rock Mechanics Mining Sci.*, 7: 481-501.
- Ulusay, R., Arıkan, F., Yoleri, M.F. & Çağlan, D. 1995. Engineering geological characterization of coal mine waste material and an evaluation in the context of back-analysis of spoil pile instabilities in a strip mine, SW Turkey. *Eng. Geol.*, 40: 77-101.
- Varley, P.M. 1990. Susceptibility of coal measures mudstone to slurring during tunnelling. *Q.J. Eng. Geol.*, 23: 147-160.
- Vetzel, A. & Einsele, G. 1991. On the physical weathering of various mudrocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, 44: 89-100.
- Wood, L.E. & Deo, P. 1975. A suggested system for classifying shale materials for embankments. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, 12: 39-54.

Farklı yükleme koşullarında kayaçların dokusal özelliklerinin incelenmesi

Investigation into the textural properties of rocks under different loading conditions

C. A. Öztürk & E. Nasuf

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fak. Maden Müh. Böl. Maslak 80626 İstanbul

ÖZET: Kayaçların mekanik özellikleri olan tek eksenli basınç, çekme dayanımları ve kesme dayanımı gibi özellikleri ile kayacı oluşturan dokunun özellikleri arasındaki ilişkiler yıllardan beri araştırılmaktadır. Bu amaçla Howarth ve Rawlands (1987) tarafından doku katsayısı (TC) yaklaşımı ileri sürülmüş ve bu sayede kayaçların dokusal özelliklerini sayısallaştırmak mümkün olmuştur. Bu tarihten sonra pekçok araştırmacı tarafından kayaçların dokusal özelliklerinin belirlenmesinde bu katsayıdan faydalanılmış ve TC ile incelenilen diğer kayaç mekanik veya fiziksel parametresi arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Kayaçların dokusal özelliklerinin tespit edilebilmesi için, öncelikle kayaçlardan ince kesitler alınır ve bu ince kesitlerin resimleri bilgisayara bağlı olan ve bir mikroskoba monte edilmiş kamera yardımı ile çekildikten sonra görüntü analiz yöntemleri ile kayacı oluşturan tanelerin analizi gerçekleştirilir. Bu çalışmada, TC'yi oluşturan parametrelerin farklı deney türlerinde TC üzerindeki etkisinin anlaşılması amacıyla bir araştırma yapılmıştır. Aynı türdeki kayaca tek eksenli, çekme, nokta yükleme, ve diğer fiziksel deneyler yapılarak farklı yükleme koşulları altında kayacın dokusunu oluşturan tanelerin davranışı araştırılmıştır. Bu sayede herhangi bir yüke maruz kalmamış kayaç malzemesi ile farklı basınç koşulları altında kırılan kayaç malzemesinin dokusal özelliklerinin nasıl değiştiğini belirlemek mümkün olmuştur.

ABSTRACT: The correlation between textural properties and mechanical properties of rock such as uniaxial compressive strength, Brazilian strength, and shear strength, has been investigated for many years. Howarth and Rawlands have proposed the concept of texture coefficient (TC) in 1987, hence it is possible to quantify the textural properties of rocks. After that day, many researchers have used this approach to designate textural properties, and the correlations between TC and other mechanical and physical properties of rocks have been investigated. In order to investigate the textural properties, firstly pictures from thin slices are taken by using a camera that is connected a microscope. After that, these pictures are processed by using an image processing program. The main objective of this research is the effect of the parameters that form the TC under different test types. Uniaxial compressive strength, Brazilian strength, point load, and the other physical experiments are carried out for the same type samples, hence it is possible to understand the behavior of grains that form the whole texture under different loading conditions. As a result of this research, it is possible to understand the variation of textural properties after loading for a rock sample, and the difference of textural properties between load rock texture, and unload rock texture.

1GİRİŞ

Kayaçların mekanik özellikleri, kaya formasyonları içerisinde tesis edilecek mühendislik yapılarının projelendirilmesi aşamasında gerekli olan ve mühendislik yapısının servis süresi boyunca güvenilir bir biçimde hizmet görebilmesi için hayati önem arz

eden çok önemli parametrelerdir. Mühendislik projelerinde genel olarak kullanılan sağlam kayaç mekanik özellikleri ; tek ve üç eksenli basınç dayanımları, elastik modül, nokta yükleme indeks dayanımları, ve diğer fiziksel özellikler (birim hacim ağırlığı, su içeriği vb.) örnek olarak verilebilir. Bunun yanında bir galeri veya tünelin

açılması sırasında kazı işleminin optimum koşullar altında yapılabilmesi için kazı mekaniğine ilişkin elde edilen parametrelerin yine bu mekanik ve fiziksel parametreler ile ilişkilendirilmesi gerekmektedir.

Kayaç malzemesinin içerdiği mikro süreksizlikler ve bunun gibi tespit edilen veya edilemeyen arızalarından dolayı, kayaçların mekanik özelliklerinin laboratuvarlarda test edildikten sonra kesin olarak tayininde çeşitli problemlerle karşılaşmaktadır. Bunun yanında standartlara uygun ölçeklerde deneyler yapmak, kimi zaman uygun karot almak mümkün olmadığı için gerçekleştirilememekte ve bunun sonucu olarak farklı arayışlara gidilmesine ihtiyaç duyulmaktadır.

Bilindiği üzere, yukarıda kısaca isimleri verilen mekanik özellik deneyleri genelde NX boyutundaki karot numuneleri üzerinde gerçekleştirilir. Böylesi bir kayaç, kayaç malzemesi olarak adlandırılırken kaya kütlesinin içerdiği süreksizlik zonlarından münezzehmiş gibi düşünülür. Oysa, yaklaşık 196250 mm³ lik bir hacme sahip olan bu karotta, mikro çatlaklar bulunmaktadır. Hacmin küçültülmesi süreksizlik sayısının azaltılmasına ve saptanması istenilen mekanik özelliklerin daha homojen bir malzeme ile gerçekleştirilmesini sağlamaktadır. Ancak, bu durumda gerçekçi sonuçlardan uzaklaşılmasına neden olmaktadır.

Kayaçların dokusal özellikleri, kaya malzemesinden alınan ince kesitlerin incelenmesi sonucunda, kaya dokusunu oluşturan tanelerin ve matriksin özelliklerinin birlikte düşünülerek ortaya çıkan özellikleridir. Uzun yıllar boyunca kayaçların dokusal özellikleri üzerinde çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Bu alandaki en önemli adımlardan biri ise 1987 yılında Howarth ve Rawlands tarafından ortaya sürülen doku katsayısı (TC) ile ortaya çıkmıştır. Bu sayede kayaçların dokusal özelliklerini sayısallaştırmak mümkün olmuştur. Bu katsayının öne sürülmesini müteakiben çeşitli araştırmacılar tarafından TC ile kayaçların mekanik ve fiziksel özellikleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Literatürde bulunan bu çalışmalarda, TC ile bazı mekanik parametrelerin arasındaki ilişkiler genel olarak lineer korelasyonunun varlığına dayandırılarak araştırılmıştır. Bu sayede, kayaçların dokusal özellikleri ile mekanik ve fiziksel özellikleri arasındaki ilişkileri araştırmak mümkün olmuştur.

Howarth ve Rawlands (1986, 1987) tarafından yapılan çalışmada, sondaj makinasının ilerleme hızı, tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, ve

statik elastisite modülü ile TC arasındaki ilişkiler 10 farklı kayaç türü için incelenmiş ve elde edilen sonuçlar lineer regresyon analizi ile değerlendirilerek genelde yüksek korelasyona sahip ilişkiler bulunmuştur. Yapılan bu çalışma dikkatle incelendiğinde görülmektedir ki, global ölçekte farklı kayaç türleri için yüksek korelasyonda bir ilişki bulunabilmesine rağmen bazı kayaç türleri için bu ilişkilerin çok uzağında kalınmaktadır ve korelasyon katsayısı görüldenden daha düşük olmaktadır. Azzoni vd. (1996) tarafından yapılan çalışmada ise kayaçların tek eksenli basınç dayanımları ve aşınma dayanımları ile TC arasındaki ilişkiler farklı kayaç türleri için incelenmiş ve dokusal özellikler ile adı geçen mekanik parametreler arasındaki ilişkilerin değişimi hakkında yorumlar yapılmıştır. Ancak, bir evvelki çalışmada olduğu gibi bu parametreler arasındaki lineer bir ilişkinin varlığı hakkında yorum yapılmamıştır. Bu durumsa iki farklı araştırmacı tarafından yapılan bu çalışmalarda kayaçların tek eksenli basınç dayanımları ile TC arasındaki ilişkilerin farklı çıkması durumu ile karşılaşılmiştir.

Ersoy ve Waller (1995) tarafından yapılan çalışmada ise gene farklı kayaç türlerinin TC değerleri ile farklı mekanik ve fiziksel özellikleri arasındaki ilişkileri araştırılmıştır. Ancak, daha evvel yapılan çalışmalardan daha farklı sonuçların elde edilmiş olduğu görülmektedir. Örneğin, tek eksenli basınç dayanımı ile TC arasında Howarth ve Rawlands (1987) 0,92 korelasyon katsayısına (r^2) sahip bir ilişki bulmuşken, Ersoy ve Waller (1995) bu değeri 0,641 olarak tespit etmiştir. Benzer durum çekme dayanımı içinde geçerlidir. Ersoy ve Waller (1995) tarafından yapılan bu çalışmada kayaçların aşınabilirlikleri ile TC arasında yüksek korelasyonda bir ilişkinin varlığı tespit edilmiştir.

Yapılan tüm bu çalışmalar göstermektedir ki, kayaçların çeşitli mekanik ve fiziksel özellikleri ile dokusal özellikleri arasında bir ilişkinin varlığı söz konusudur. Ancak, doku katsayısının sayısallaştırılması ile elde edilen TC değerinin farklı koşullar altında farklı sonuçlar verdiği dikkat çekicidir. Bu çalışmanın temel amacı ise, kayaçların farklı yükleme koşulları altında dokusal özelliklerinin nasıl değiştiğinin tespit edilmesidir. Bu araştırılmanın yapılabilmesi için ise alan etkisi 1 olduğu için granit numuneleri üzerinde deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu sayede, gerek daha evvel yapılan çalışmalar ile bir karşılaştırma yapmak mümkün olacağı gibi yükleme sonucunda kayaç dokusunun nasıl değiştiği veya değişip değişmediği hakkında yorumlar yapmak mümkün olacaktır.

2 DOKU KATSAYISI (TC)

TC kavramı yukarıda değinildiği gibi 1987 yılında Avustralyalı iki araştırmacı olan Howarth ve Rawlands tarafından ortaya sürülerek, kayaçların dokusal özelliklerinin sayısallaştırılması mümkün kılınmıştır. TC' nin elde edilmesi için 1 no' lu eşitlik kullanılır.

$$TC = AW \left[\left(\frac{N_0}{N_0 + N_1} \times \frac{1}{FF_0} \right) + \left(\frac{N_1}{N_0 + N_1} \times AR_1 \times AF_1 \right) \right] \quad [1]$$

TC = doku katsayısı,

AW = tane yığılma ağırlığı,

N_0 = görünüm oranı (AR) 2.0' dan küçük olan tane sayısı,

N_1 = AR değeri 2.0' dan büyük olan tane sayısı,

FF_0 = AR değeri 2.0' dan küçük olan tanelerin şekil faktörü değerlerinin ortalaması,

AR_1 = AR değeri 2.0' dan büyük olan tanelerin AR değerlerinin aritmetik ortalaması,

AF_1 = Açık faktörü.

Granit malzemesinde matriks olmadığı için ve doku tamamen taneden oluştuğu için AW değeri 1.0 olmaktadır.

AR değeri bir tanenin uzunluğunun (maksimum feret çapı) genişliğine (minimum feret çapı) oranı olarak saptanmaktadır (Howarth, Rawlands, 1987).

Bunun yanında, FF_0 değeri ise bir tanenin alanının çevresinin karesine oranlanması ile elde edilen değerin 4 ve π değerleri ile çarpılması ile elde edilen bir büyüklüktür. FF_0 katsayısı bir tanenin yuvarlaklığı hakkında fikir verirken, bu değerin 1 olması tanenin tam anlamıyla dairesel olduğunu gösterirken, tane dairesellikten sapmaya başladıkça bu değerinde düştüğü görülmektedir (Howarth, Rawlands, 1987).

Bir tanenin açısı ise maksimum ile minimum feret çapları arasında kalan açı olarak ifade edilir. AF değeri ise, sadece sapmış taneler için ($AR > 2.0$) hesaplanır. AF değerinin hesabı uzun ve zaman alıcı olduğu için burada detayları üzerinde durulmamıştır. Konu hakkındaki bilgi literatürden kolayca bulunabilir (Howarth, Rawlands, 1987).

Görüldüğü üzere, 1 no' lu eşitlik ile elde edilen TC değerinin hesaplanabilmesi için bazı alt formüllerden yararlanmaya ihtiyaç olduğu gibi, dokuyu oluşturan herbir tanenin, alan, çevre, uzunluk, genişlik ve açı değerlerinin tespit edilmesi gerekmektedir. Bu parametrelere ise ancak laboratuvarında gerçekleştirilecek deneyler ile ulaşılabilmektedir. Böylesi bir deneysel çalışmayı gerçekleştirebilmek için, öncelikle kayaçlardan ince

kesitler alınır, sonra mikroskoba bağlı bir kamera ile bu ince kesitlerin resimleri çekilir ve daha sonra bu resimler bilgisayar ortamına aktarılır. Bu resimleri işleyebilmek ve gerekli parametreleri elde edebilmek için görüntü işleme programı kullanılır. Bu çalışmada, İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Görüntü İşleme Laboratuvarında bulunan Leica Qwin görüntü işleme programı kullanılmıştır.

Bu program yardımıyla dokuyu oluşturan tanelerin her birinin yukarıda belirtilen özelliklerini tespit etmek mümkün olabilmektedir. Bu verilerin eldesinden sonra ise, 1 no' lu eşitlikten hareket ederek her dokuya ait TC değeri tespit edilmiş olunur. Bu çalışmada, granit numunesinden öncelikle bir ince kesit alınarak dokusal özellikleri tespit edildikten sonra, granit numuneleri üzerinde farklı doğrultularda bazı mekanik ve fiziksel deneyler yapılmış ve bu teste tabi tutulmuş kayaçlardan da ince kesitler alınarak meydana gelen yeni durumun incelemesi ele alınmıştır.

3 MEKANİK FİZİKSEL ve DOKUSAL ÖZELLİKLER

Mekanik etkiler sonucunda kayaç dokusunda meydana gelen değişimlerin anlaşılması ve araştırılması için granit numunesinden karotlar almak suretiyle bu numunenin bir takım mekanik ve fiziksel özellikleri tespit edilmiştir. Tespit edilen bu özellikler hakkında bilgiler aşağıda verilmiştir.

3.1. Tek Eksenli Basınç Dayanımı

Bu deney NX boyutundaki karot numune üzerinde gerçekleştirilmiş ve hazırlanan bu karot pres altında kırılarak granit numunesinin kırılması için gerekli olan kuvvet birim alana düşen kuvvet cinsinden verilmiştir. Yapılan deney sonucunda 1 no' lu numunenin tek eksenli basınç dayanımı 106,3 MPa olarak tayin edilmiştir (Ceylanoğlu, 1996, ISRM, 1981, Ulusay, vd. 2001).

3.2. Brazilian Çekme Dayanımı

Hazırlanan karot numune üzerinde Brazilian deneyi yapılarak granit numunesinin çekme kuvvetleri sonucunda yenilmesi için gerekli olan kuvvet tespit edilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda 2, 3, ve 4 no' lu deney numunelerinin çekme dayanımı değerleri sırasıyla, 5,10, 5,87 ve 4,7 MPa olarak tayin edilmiştir (Ceylanoğlu, 1996, ISRM, 1981, Ulusay, vd. 2001).

3.3. Nokta Yükleme İndeks Deneyi

Nokta yükleme indeks deneyinde standartlarda belirtildiği şekilde çapsal ve eksenel olmak üzere farklı koşullarda gerçekleştirilmiştir. Yapılan bu deneyler sonucunda 5, 6 ve 7 no' lu deney numuneleri için elde edilen nokta yükleme dayanım indeksi değerleri ($I_{s(50)}$) sırasıyla, 15,57, 11,42, ve 12,47 MPa olarak bulunmuştur (Ceylanoğlu, 1996, ISRM, 1981, Ulusay, vd. 2001)

3.4. Fiziksel Özellikler

Granit numunesinin fiziksel özelliklerinin tayini için indeks deneyler gerçekleştirilmiş ve bunun sonucunda aşağıda verilen sonuçlar elde edilmiştir. Bu deneyler sonucunda bulunan değerler ; yoğunluk $2,67 \text{ gr/cm}^3$, birim hacim ağırlığı $26,2 \text{ kN/m}^3$, porozite %1,22, su emme oranı %1,10 olarak tayin edilmiştir (Ceylanoğlu, 1996, ISRM, 1981, Ulusay, vd. 2001).

Bu sayede elde bulunan granit numunesi üzerinde malzemenin mekanik ve fiziksel özelliklerini tayin etmek mümkün olmuştur. Bu noktada dikkat çekici husus ise farklı yükleme koşulları oluşturarak malzemenin mekanik özelliklerinin değişimini gözlemlemek olmaktadır. Tek eksenli basınç dayanımında bir alana yüzeysel bir kuvvet gelmekte iken, Brazilian indirekt çekme dayanımında çapsal bir yükleme söz konusu olduğu için sonsuz sayıda kuvvet oluşmaktadır. Nokta yükleme indeks deneylerinde, çapsal ve eksenel yönlerde tek bir noktaya bir kuvvetin gelmesi sonucunda meydana gelen değişimler tespit edilmiştir.

3.5. Dokusal Özelliklerin Tespiti

II. bölümde de anlatıldığı üzere kayaçların dokusal özelliklerinin tayini Howarth ve Rawlands (1987) tarafından öne sürülen TC değerinden faydalanılarak dokusal özelliklerin sayısallaştırılması yoluna gidilmiştir. İlk önce herhangi bir yüke maruz kalmamış orjinal granit numunesinden (bknz Çizelge 1, 8 no' lu ince kesit) ince kesit alınarak TC değeri tespit edilmiştir. Daha sonra ise, yukarıdaki mekanik deneylere tabi tutulan granit numunelerinden deney sonrasında ince kesitler almak suretiyle,

bu deney numunesinin deney sonrasında meydana gelen TC değerleri tespit edilmiştir. Bu sayede yükleme öncesi ve yükleme sonrasında granit numunesinde meydana gelen dokusal özellik değişiminin tespiti yoluna gidilmiştir. Yapılan bu çalışmalar sonucunda elde edilen dokusal özellik değerleri Çizelge 1' de verilmiştir.

Çizelge 1 : TC ve TC tespiti için gerekli olan dokusal özellik değişkenleri.

Numune No	TC	N ₀	N ₁	FF ₀	AR ₁	AF ₁	Test
1	3,30	13	6	0,56	2,71	2,43	Tek Eksenli
2	3,08	19	7	0,6	2,71	2,55	Brazilian
3	3,06	13	6	0,57	2,79	2,11	Brazilian
4	3,25	14	7	0,55	2,63	2,33	Brazilian
5	2,94	17	5	0,57	2,68	2,07	Nokta Yükleme
6	2,64	15	5	0,54	2,64	1,9	Nokta Yükleme
7	2,81	13	6	0,56	2,68	1,88	Nokta Yükleme
8	2,22	14	6	0,58	2,6	1,3	Orjinal

4 KARŞILAŞTIRMA

Yapılan bu çalışmalar sonucunda granit numunesinin mekanik ve fiziksel özelliklerinin tespitini müteakiben, dokusal özellikleride tespit edilmiştir. Bu sayede farklı yükleme koşulları altındaki değişimi tespit etmek mümkün hale gelmiştir. Bu noktadaki ilk karşılaştırma literatürde bulunan değerler ile gerçekleştirilmiştir.

Howarth ve Rawlands (1987) tarafından yapılan çalışma sonucunda granit numunesinin TC değeri 2,35 olarak tayin etmiş iken, Ersoy ve Waller (1995) tarafından yapılan çalışmada ise bu değer 2,27 olarak saptanmıştır. Son olarak, Azzoni vd (1996) ise bu değeri 2 civarında olarak tespit etmişlerdir. Burda yapılan çalışmada ise granit numunesinin TC değeri 2,22 olarak tayin edilmiştir. Literatürdeki çalışmalar ile benzer sonuç vermesi yapılan çalışmanın uyumluluğunu göstermesi açısından önemlidir.

Diğer TC değerleri ile herhangi bir yüke maruz kalmayan granit numunesinden (Numune No: 8) alınan ince kesitlerin TC değerleri Şekil 1' den görülebilir.

Grafikten de görüldüğü üzere, benzer yükleme koşulları altında elde edilen TC değerleri beklenildiği üzere benzer çıkmıştır. Sadece 4 no' lu deneydeki sonuç beklenilenin aksine bir miktar yüksek çıkmasına rağmen genel trendi çok önemli ölçüde değiştirmemektedir. En yüksek TC değerine tek eksenli yükleme sonucunda alınan ince kesitten

ulaşılırken, yüklemeye maruz kalmış örneklerden alınan ince kesitlerdeki en düşük TC değeri ise nokta yükleme indeks deneyinden alınan ince kesitten elde edilmiştir.

hemen her durumda birbirine çok yakın değerler vermesi şaşırtıcı bir sonuç olarak ortaya çıkmıştır. Öyleki bu değer 0,01' lik standart sapma değeri ile ortalama olarak 0,56 çıkmaktadır. Bu durum ise, yükleme koşullarının tanelerin mevcut yuvarlaklığı üzerinde çok önemli bir etkisi olmadığını göstermesinin yanı sıra, bu değer daha evvel yapılmış çalışmalar ile karşılaştırıldığında da benzer sonuçlar arz etmektedir. Bu durumda ise bu çalışmanın farklı kayalar içinde geliştirilerek FF_0 değerinin normalleştirilmesi sonucunda TC' nin içindeki bu ağırlığın formüle sayısal olarak atanması doğru olacaktır.

Benzer durum, görünüm oranı (AR_1) değerleri içinde geçerli olmaktadır. Öyleki ortalama AR_1 değeri 0,05' lik bir standart sapma ile 2,68 çıkmaktadır. AR_1 , FF_0 ve açı faktörü (AF_1) değerlerinin TC üzerindeki etkisini görmek için Şekil 2 oluşturulmuştur.

Şekilden de görüleceği üzere AR_1 ve FF_0 değerlerinin farklı koşullar altında elde edilen değerlerinin TC üzerinde kayda değer bir etkisinin olmamasına rağmen, AF_1 değerinin TC ile neredeyse paralel davrandığı AF_1 ' in yüksek veya düşük çıkmasına bağlı olarak TC değerinde benzer şekilde değiştiği gözlenmiştir.

Bu durumda TC değerinin oluşmasındaki en önemli faktörün AR_1 olduğu kanısına varılmaktadır, öyleki bu parametredeki değişim neredeyse lineer olarak TC değerine yansımaktadır. Sapmış tane ve sapmamış tane sayısı ile TC' nin değişimini görmek amacıyla elde edilen grafikten de (Şekil 3) görüleceği üzere, bu iki parametredeki değişimin TC üzerinde bağımlı bir etkisi görülmemektedir.

5. SONUÇLAR

Kayaların dokusal özelliklerinin mekanik ve fiziksel özellikleri üzerindeki etkilerinin araştırılması, özellikle Howarth ve Rawlands (1987) tarafından yapılan çalışmayı müteakiben dokusal

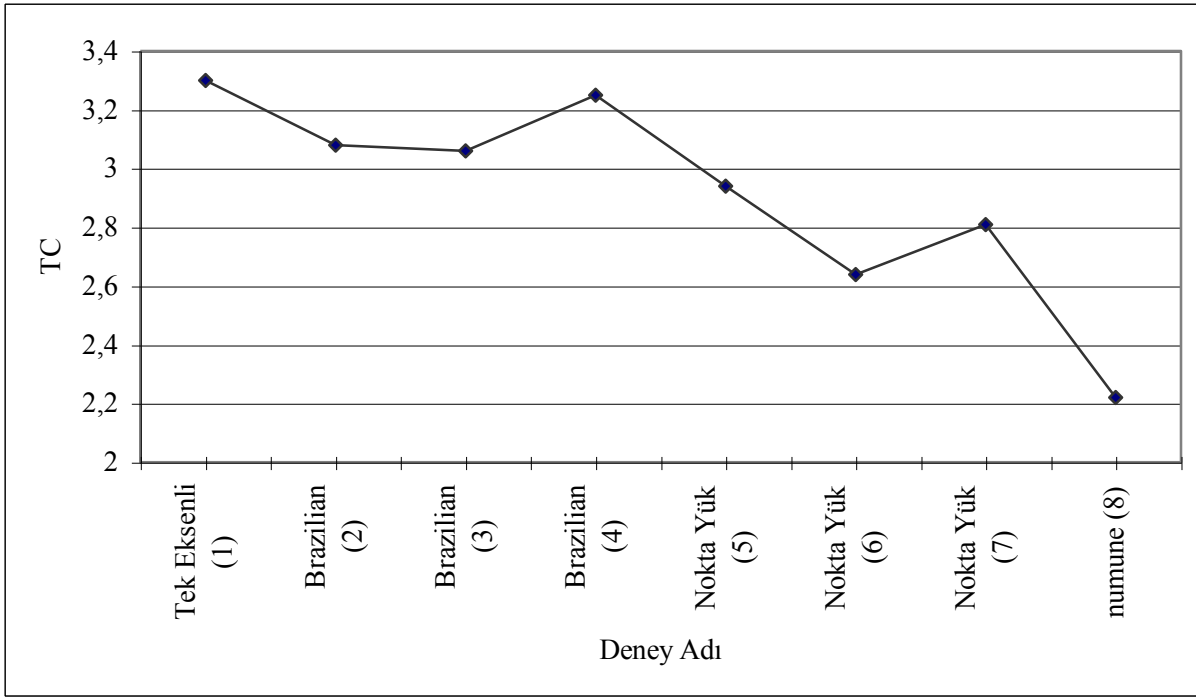
Bunun yanında ise TC değerini elde etmek için kullanılan parametrelerin değişimlerinde Çizelge 1' den görülebilmektedir.

TC değerini oluşturan parametreler incelendiğinde ise, şekil faktörü (FF_0) değerinin özelliklerin sayısallaştırılarak doku katsayısının (TC) bulunması ile ivme kazanmış ve çeşitli araştırmacılar tarafından bu özellikler arasındaki korelasyonun varlığı araştırılmıştır. Bu çalışmada ise farklı yükleme koşulları oluşturularak (noktasal, çapsal ve yüzeysel) TC değerleri belirlendiği gibi farklı dokulardaki TC değerlerinin değişimleri araştırılmıştır. Bu sayede TC değerini oluşturan parametrelerin TC değeri içindeki ağırlıklarını ve özelliklerini tespit etmek yoluna gidilmiştir. Alan etkisini (AW_1) ortadan kaldırabilmek ve parametre sayısını azaltarak, elde edilen sonuçların güvenilirliğini artırmak için granit numuneleri üzerinde deneyler yapılmış ve bu deneylerin sonuçları yukarıda verilmiştir.

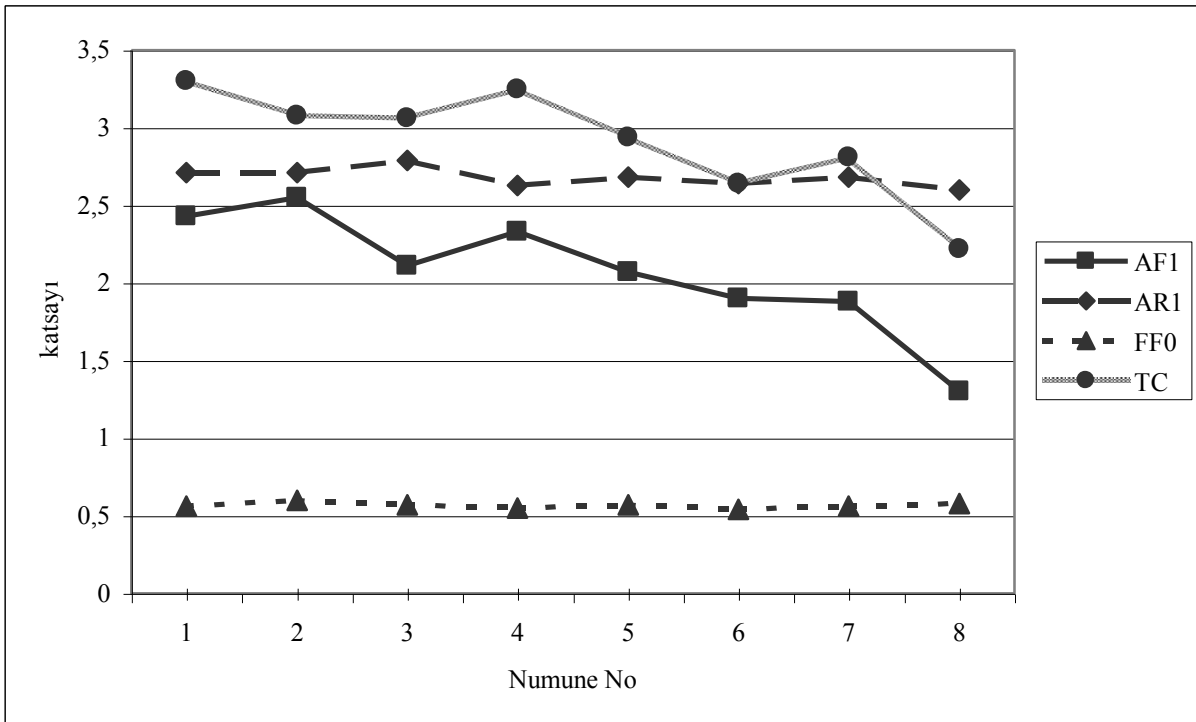
Yapılan çalışmalar göstermektedir ki, herhangi bir yüke maruz kalmayan kayaların TC değeri, yüke maruz kalan kayaların TC değerlerinden %16 ila %33 daha düşük olmaktadır. Kayaların yüke maruz kalmaları sonucunda dokusal özellikleri değişmekte ve bu değişim sonucunda TC değerlerinde verilen oranlarda bir artış gözlenmektedir.

En yüksek artış miktarı yüzeysel yapılan yükleme koşullarında meydana gelirken, en düşük artış ise noktasal yapılan yükleme sonucunda elde edilmiştir.

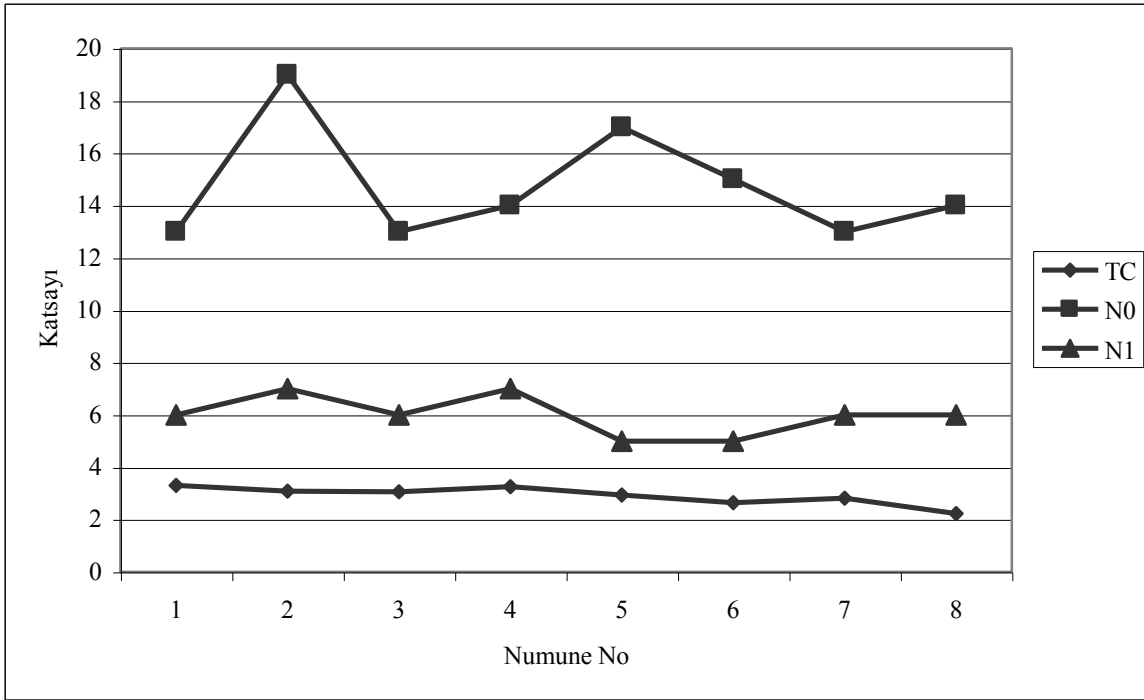
Sonuç olarak, doku katsayısı üzerinde en etkin olan parametre açı faktörü' dür (AF_1). Şekil faktörü (FF_0) parametresi ise neredeyse her koşul altında 0,58 dolaylarında çıkmaktadır. Bunun yanında yüzeysel yapılan yüklemelerde, yükleme plakasının dokuyu oluşturan taneler üzerindeki etkisi ile birlikte tanelerin sapma değerlerine bağlı olarak AF_1 değerleri artmakta ve TC değerleri yüksek çıkmaktadır. Diğer yükleme koşullarında ise bu artış yüzeysel yüklemeye nazaran daha düşük olmaktadır. Ancak, herhangi türden bir yüklemeye maruz kalmış olan malzemenin TC değeri en az %15 oranında, yüklemeye maruz kalmayan malzemenin TC değerinden fazla çıkmaktadır.



Şekil 1 : Deneysel çalışmalar sonucunda elde edilen TC değerleri.



Şekil 2 : TC' nin hesaplanması için gerekli olan parametrelerin dağılımı.



Şekil 3 : N_0 ve N_1 parametrelerinin değişimi.

KAYNAKLAR

Azzoni, A. Bailo, F. Rodena, E. & Zaninetti, A. 1996. Assessment of texture coefficient for different rock types and correlation with uniaxial compressive strength and rock weathering. *Rock Mech. Rock Eng.* 29(1):39-46

Ersoy, A. & Waller, M. D. 1995. Textural characterisation of rocks. *Eng. Geology.* 39:123-136.

Howarth, D.F. & Rowlands, J.C. 1986. Development of an index to quantify rock texture for qualitative assessment of intact rock properties. *Geotechnical Testing J.* 9 (4):169-179.

Howarth, D.F. & Rowlands, J.C. 1987. Quantitative assessment of rock texture and correlation with drillability and strength properties. *Rock Mech. Rock Eng.* 20:57-85.

ISRM. 1981. Rock characterization, testing and monitoring – ISRM Suggested Method. Pergamon. Oxford. 211.

Ulusay, R., Gökçeoğlu, C. & Binal, A. 2001. Kaya mekaniği laboratuvar deneyleri. TMMOB Jeoloji Müh. Odası. Ankara.

Ceylanoğlu, A. 1996. Kaya mekaniği laboratuvar deneyleri. TC. Cumhuriyet Üni. Sivas.

Şişme deney düzenekleri Swelling test apparatus

M.E. Bilir & Y.V. Müftüoğlu

Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, Türkiye

ÖZET: Şişen zemin ve kayalarda oluşturulacak mühendislik yapılarının tasarımında mutlaka şişme gerilmesi ve şişme birim deformasyonu verilerinin kullanılması gerekmektedir. Bu iki temel parametre, çoğunlukla laboratuvar koşullarında gerçekleştirilen şişme deneyleri ile belirlenmektedir. Bu çalışmada, öncelikle örneklerin araziden alınması, saklanması ve hazırlanması konusunda bilgi verilmekte, daha sonra şişme deneylerinde kullanılan tek ve üç eksenli şişme deney düzenekleri tanıtılmaktadır.

ABSTRACT: It is essential that swelling stress and strain data be used in the design of engineering structures which will be established in the swelling ground or rocks. These two basic parameters are mostly defined by the swelling tests which are carried out under the laboratory conditions. In this work, at first information regarding sample collection from the field, storage and preparation is given and then uniaxial and triaxial swelling test sets are introduced.

1 GİRİŞ

Mühendislik yapılarına verdiği zararlar nedeniyle zemin ve kayaların şişme potansiyelinin tanımlanması tasarım mühendisleri açısından büyük önem taşımaktadır. Şişen bir ortamda oluşturulacak bir mühendislik yapısı projesinin ön araştırma aşamasında, şişen minerallerin varlığı ve sonrasında şişme parametreleri belirlenmemişse, tasarımda eksik veriler kullanılacağından, yapının inşası sırasında ve hizmet süresi boyunca birçok kez problemlerle karşılaşılma olasılığı oldukça yüksektir. Bu durumun en çarpıcı örneklerinden birkaçı aşağıda sunulmaktadır.

Kiltaşlı mam arakatlı jibs ve anhidritler içinde açılan ve 1980 yılında tamamlanan Kappalesberg Demiryolu Tüneli (Almanya), 1926 yılına kadar 26 kez taranmıştır. 1983'de önemli şişme problemlerinin görüldüğü kesimler yeniden inşa edilmiştir (Einstein & Bischoff 1977). Pampal (1986) su ile-tim kanalı olan Kınık Tüneli'nde yaşanan şişme problemlerinin proje öncesindeki detay çalışmaların eksikliğinden kaynaklandığını ve 4 yılda bitirilmesi gereken tünelin 12 yılı aşkın bir sürede tamamlanabildiğini bildirmektedir. Hemsil I Hidrogüç Tesi-si'nde (Norveç), fay bölgesindeki şişen kil damarları içeren breşli kayalardan kaynaklanan 200 m³'lük bir göçme, inşadan 8 yıl sonra meydana gelmiştir (Selmer Olsen & Palstrom 1989).

Bu örnekler zemin ve kayaların şişme özelliğinin de ön araştırmalar aşamasında tesbit edilmesi gerektiğini açıkça ortaya koymaktadır. Aksi takdirde yeniden

inşa maliyeti ile zaman ve iş gücü kaybı çok yüksek olan ve tekrarlanan şişme problemleriyle karşılaşılması kaçınılmazdır.

Şişme, kayaları oluşturan minerallerden bazılarının su ile fiziko-kimyasal reaksiyonu sonucu oluşan zamana bağlı hacim artışıdır (ISRM 1983). Şişme özelliğini belirleyebilmek için mineralojik analizler ve şişme deneylerinden yararlanılır.

Montmorillonit, anhidrit ve pirit/markazit gibi şişen minerallerin varlığı en sağlıklı ve kesin olarak mineralojik analizlerle belirlenir. Örneğin kil minerallerinin nitel ve nicel mineralojik analizleri X-ışınları difraksiyonu (XRD) ile yapılır (Sarıkaya 1987).

Şişme davranışının tanımlanmasında şişme gerilmesi ve şişme birim deformasyonu olmak üzere iki parametre gözönüne alınmaktadır. Şişme birim deformasyonu, belli bir yük altında bulunan örneğin su içinde meydana gelen eksenel şişme miktarı ile örneğin ilk kalınlığı arasındaki oranın yüzde olarak ifadesidir. Şişme gerilmesi, örnek bünyesine giren suyun neden olduğu şişme birim deformasyonuna engel olabilecek yükün örneğin kesit alanına oranı olarak tanımlanabilir.

Şişme parametreleri, genellikle laboratuvar şartlarında yapılan deneylerle belirlenmektedir. Deneyler tek ve üç eksenli olarak gerçekleştirilir. Tek eksenli deneylerde, örnek metal bir halka içine yerleştirildiğinden yanal yöndeki hareketi ve gerilmeleri ölçmek mümkün olmaz. Üç eksenli deneylerde ise örnek alüminyum halka, lastik ceket vb. gibi esnek

bir malzeme içine konulduğundan radyal yöndeki değişimler de ölçülebilmektedir.

Bu çalışmada, örneklerin araziden alınması, saklanması ve hazırlanması hakkında bilgi verilerek deneylerde kullanılan tek ve üç eksenli şişme düzeneği tanıtılmaktadır.

2 ÖRNEKLERİN ARAZİDEN ALINMASI, SAKLANMASI VE HAZIRLANMASI

Şişen zemin ve kayalar, çok ufak bir nem değişiminden bile hemen etkilenmeleri ve zayıf, yumuşak bir yapıya sahip olmaları nedeniyle deney aşamasına gelinmeden önce örneklerin araziden alınmasında, laboratuvara taşınmasında, deneye kadar saklanmasında ve deneye hazırlanmasında çok özen ve dikkat gerektirmektedir. ISRM Şişen Kayalar Komisyonu'nun örneklerin araziden alınması, depolanması ve deneye hazırlanması ile ilgili işlemler dizisi aşağıdaki bilgileri kapsamaktadır (ISRM 1989).

- Şişme deneylerinde anlamlı sonuçlar elde edebilmek için yerinden alınan örnekler mümkün olduğunca aynı yoğunluk ve su içeriğinde olmalıdır.
- Kayaç örnekleri araziden karot veya blok şeklinde alınabilir. Sondajın hava soğutmalı bir sistemle yapılması veya sondaj sıvısına antisol gibi şişmeyi önleyen maddelerin katılması gerekmektedir. Böylece örneğin mümkün olduğunca doğal halini koruması sağlanacaktır.
- Karot çapı en az 54 mm (NX) çapında olmakla birlikte 100 mm çapında da olabilir. Küp şeklinde örnekler hazırlanması gerekiyorsa blok şeklinde kayaç örnekleri almakta yarar vardır. Karotun veya bloğun büyüklüğü en az üç örnek çıkacak şekilde olmalıdır. Ayrıca tanımlama deneyleri için de yeterli miktarda malzeme bulunmalıdır. Karot veya bloklar bir jeolog tarafından loglanmalı ve fotoğrafları çekilmelidir. Loglamadan önce karot veya bloklar çamur kekinden temizlenmeli, üzerlerindeki çamur kekinin varlığı, kırıklar ve damarlar not edilmeli, eğer varsa doğal çatlak ve yarıklar, tabakalanma açıkça tanımlanmalıdır.
- Örnekler, örneği saran, hava almasını önleyen ince naylon gibi bir malzeme ile paketlenmeli ve bunu takiben alüminyum folyo ile sarılmalı sonra da balmumu ile sızdırmaz hale getirilmelidir.
- Hava geçirmez hale gelen karot veya bloklar örnekleme yeri, derinliği vs. gibi detaylarla etiketlenmelidir.
- Karot veya bloklar araziden laboratuvara taşınırken kutu veya sandıkların içine yerleştirilmeli, kırılmaları önlemek veya azaltmak için köpük, saman veya kağıt parçaları kullanılarak hareket etmeleri önlenmelidir.

- Karot veya bloklar örnekleme ve ulaşım sırasında don ve aşırı sıcaklıktan korunmalıdır. Örnek sıcaklığı 5 – 30 °C arasında kalmalıdır.
- Örneklerin depolama zamanı minimum olmalıdır. Depolama için sabit sıcaklıkta (20 °C) tutulabilen bir oda tercih edilmelidir. Örnekler doğrudan güneş ışığına maruz kalmamalıdır. Eğer uzun süreli depolama gerekliyse oda içindeki rutubet, örneğin nem artışı veya kaybını en az etkileyecek şekilde olmalıdır.
- Karot veya bloklardan gerekli boyut, şekil ve sayıda örnek hazırlanabilmesi için loglar ve fotoğraflar incelenmelidir.
- Aynı arazi örneğinden deney için en az üç örnek hazırlanmalı ve birisi su içeriği, yoğunluk vs. için kullanılmalıdır.
- Deney örnekleri mümkün olduğunca çabuk hazırlanmalıdır. Daha küçük bir çapa indirmek için tekrar karot alınırken veya kesilirken havalı soğutma yapılmalı veya soğutma suyuna (antisol gibi) şişmeyi önleyici madde katılmalıdır. Genel olarak tekrar karot almaktan sakınılmalıdır. Özellikle killi kayalar kolaylıkla kırılabilir.
- Deney örnekleri genellikle dairesel disk şeklinde olmakla birlikte küp şeklinde örneklerin kullanıldığı şişme deneyleri de mevcuttur. Deneyimler, çapın 50 – 100 mm arasında, kalınlığın da 20 – 30 mm arasında daha uygun olduğunu göstermiştir. 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.

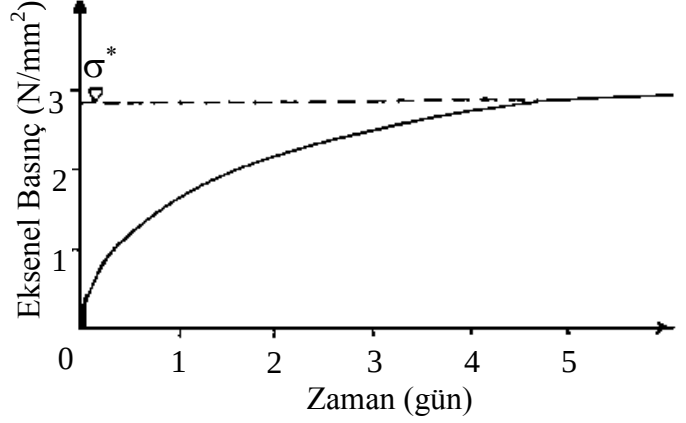
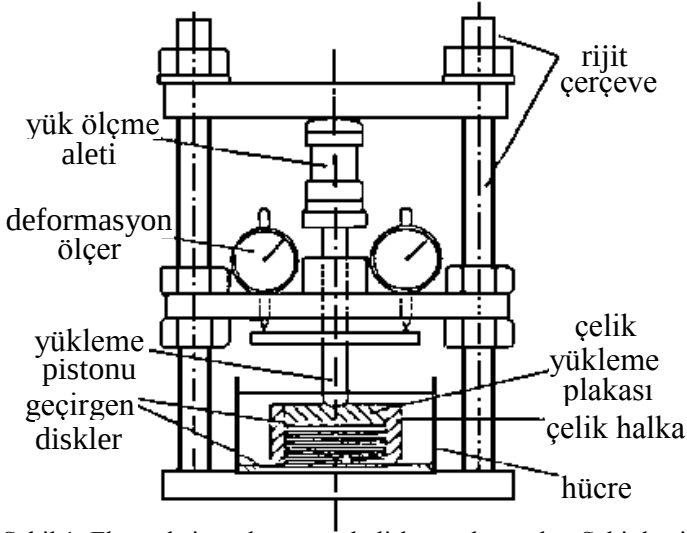
3 TEK EKSENLİ ŞİŞME DENEY DÜZENEKLERİ

3.1 Eksenel şişme basıncını belirleyen düzenek

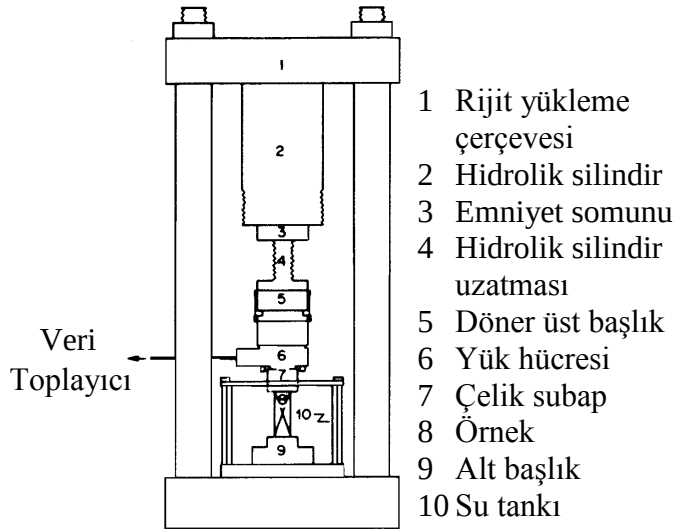
Düzenek; geçirgen diskler, çelik yükleme plakası, çelik halka, hücre, deformasyon ölçer, yük ölçer, yükleme pistonu ve rijit bir çerçeveden meydana gelmektedir (ISRM 1989).

Bu düzenek ile sıfır hacim deformasyonu deneyi yapılır. Şişme basıncı, sabit hacimde zamana bağlı olarak gelişir. Kısa silindirik örnek doğal nem içeriği ile metal halka içine, metal halka da hücrenin içine yerleştirilir (Şekil 1). Hücre su ile doldurulduğu zaman örnek şişmeye çalışacaktır. Örneğin üzerinde yük artırımı ile şişmesi önlenerek en yüksek basınç değerine kadar ulaşılır.

Huang et al. (1986) şeyl örneğinin şişme basıncının belirlenmesinde, yük hücresi veri toplayıcı (data logger) tarafından desteklenen ve çalışma prensibi yukarıda anlatılan düzeneğe benzer tek eksenli yükleme aletini kullanmıştır (Şekil 2).



Şekil 1. Eksenel şişme basıncını belirleyen düzenek – Sabit hacimde basıncın zamanla değişimi (ISRM 1989).



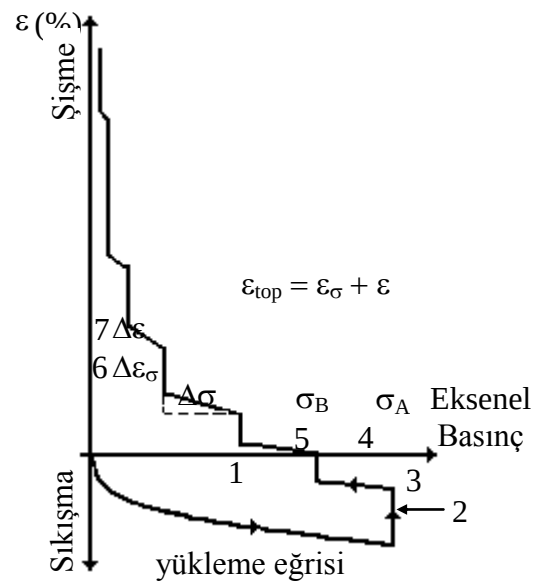
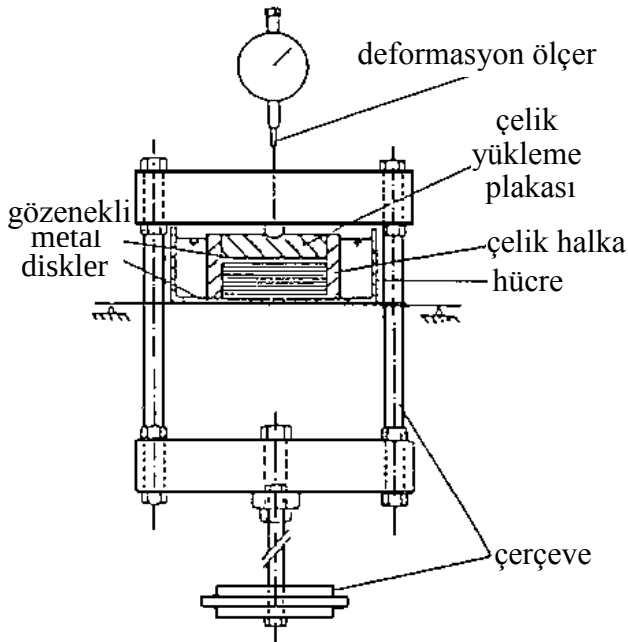
Şekil 2. Şişme basıncı düzeneği (Huang et al. 1986).

3.2 Eksenel şişme birim deformasyonunun fonksiyonu olarak eksenel şişme basıncını belirleyen düzenek

Düzenek; gözenekli metal diskler, çelik yüklem plakası, çelik halka, hücre, deformasyon ölçer ve rijit bir çerçeveden oluşmaktadır (ISRM 1989).

Bu düzenekle, radyal olarak kısıtlanmış bir örneğin, su içinde maksimum şişme basıncının belli bir seviyeye düşmesi için gerekli birim deformasyon belirlenir (Şekil 3). Tek eksenli basınç–birim deformasyon eğrisinin çıkarılması için yapılır.

Metal halka içine yerleştirilen örneğe belli bir seviyeye kadar basınç (σ_A) uygulanır. Sonra su ilave edilir. Şişme oluşur ve kaydedilir. Şişme durduğu zaman düşey basınç $\Delta\sigma_a$ kadar düşürülür (B noktası). Böylece kademeler halinde basınç indirimine karşılık şişme birim deformasyonları kaydedilir ve



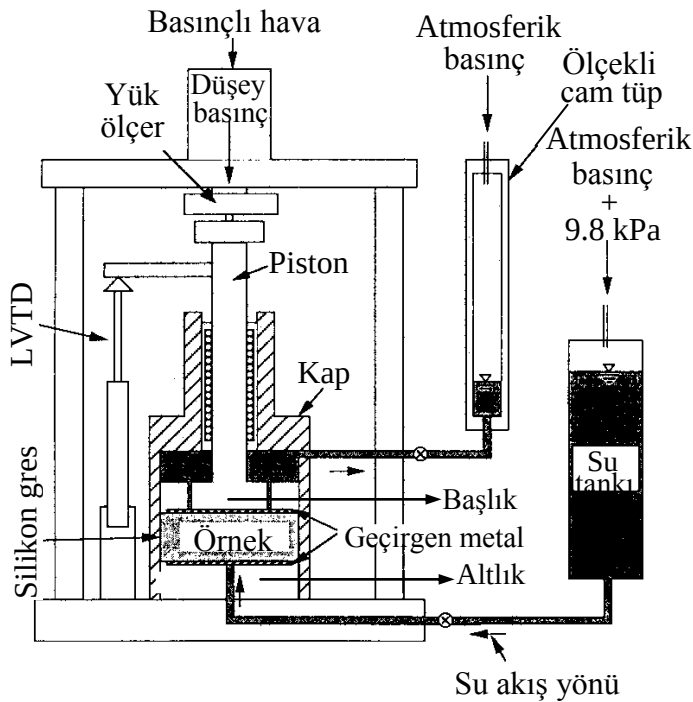
Şekil 3. Eksenel şişme birim deformasyonunun fonksiyonu olarak eksenel şişme basıncını belirleyen düzenek – Eksenel şişme basıncı ve eksenel şişme birim deformasyonu arasındaki ilişki (ISRM 1989).

"Tek Eksenli Şişme Eğrisi" elde edilir. Grob (1972) ve Kovari et al. (1988) şişme ölçer deneylerinden elde edilen verilere dayanarak (1) eşitliğiyle ifade edilen "Tek Eksenli Şişme Kuralını" geliştirmişlerdir.

$$\varepsilon_s = a - b \cdot \log \sigma_s \quad (1)$$

Burada, a ve b = katsayılar; ε_s = eksenel şişme birim deformasyonu (%); σ_s = eksenel şişme gerilmesi (MPa)'dır.

Komine & Ogata (1999) çalışma prensibi yukarıda anlatılan düzeneğe benzer fakat tasarımı daha farklı olan şişme birim deformasyonu deney düzeneği ile sıkıştırılarak bentonit ve kum karışımından hazırlanmış örneklerin şişme birim deformasyonunu tayin etmiştir (Şekil 4).



Şekil 4. Şişme birim deformasyonu deney düzeneği (Komine & Ogata 1999).

4 ÜÇ EKSENLİ ŞİŞME DENEY DÜZENEKLERİ

Üç eksenli şişme deneyleri gerilme-birim deformasyon davranışını açıkça belirleyen çok etkili deneylerdir. Belli bir yanal basınç altında şişme parametreleri elde edilir. Böylece yeraltındaki gerilme durumu laboratuvar şartlarında daha iyi modellenir. Özellikle yeraltı mühendislik yapılarının tasarımında kullanılacak parametrelerin saptanmasında tercih edilmelidir.

4.1 Yeşil tarafından geliştirilen üç eksenli şişme düzeneği

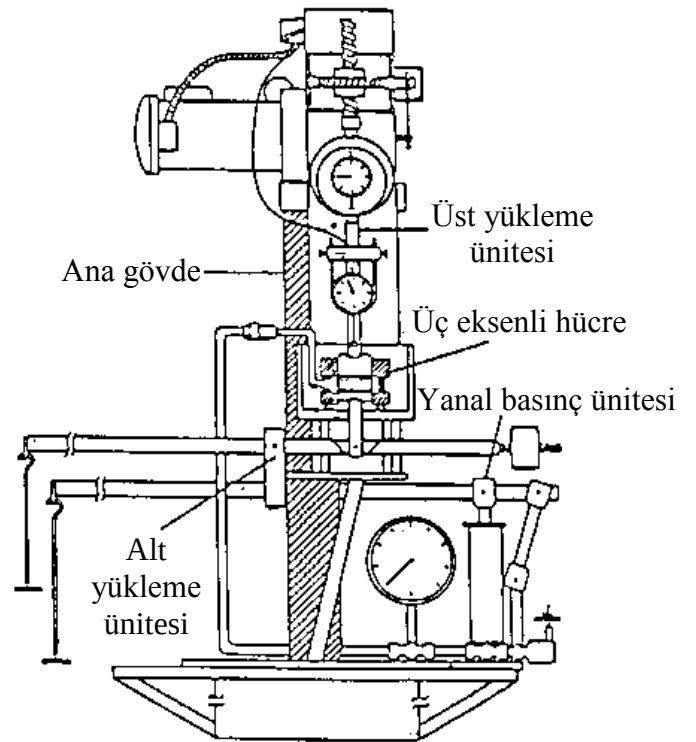
Yeşil (1991) tarafından geliştirilen üç eksenli şişme düzeneği; üç eksenli hücre, eksenel alt ve üst yükleme üniteleri, yanal basınç ünitesi ve ana gövdeden oluşmaktadır (Şekil 5).

Yanal basınç altındaki örnek sabit hacimde tutularak maksimum eksenel şişme gerilmesine ulaşılmaktadır. Daha sonra maksimum eksenel şişme gerilmesi belirli bir (genellikle % 50) oranda azaltılmakta ve bu seviyedeki eksenel şişme birim deformasyonları elde edilmektedir. Bu işlem yük iyice azalınca kadar birkaç kez yapılmaktadır. Sonuçta belirli bir yanal basınç altındaki örneğin gerilme-birim deformasyon eğrisi elde edilir. Bu deney, değişik yanal basınçlar altında tekrar edildiğinde üç eksenli şişme bağıntısı türetilabilmektedir.

Yeşil (1991) yaptığı üç eksenli şişme deneyleri sonuçlarına dayanarak (2) eşitliğiyle verilen "Üç Eksenli Şişme Bağıntısını" bulmuştur.

$$\varepsilon_s = (a + b \cdot \sigma_3) - (c + d \cdot \sigma_3) \cdot \log \sigma_s \quad (2)$$

Burada, a, b, c ve d = katsayılar; σ_3 = yanal basınç (MPa)'dır.



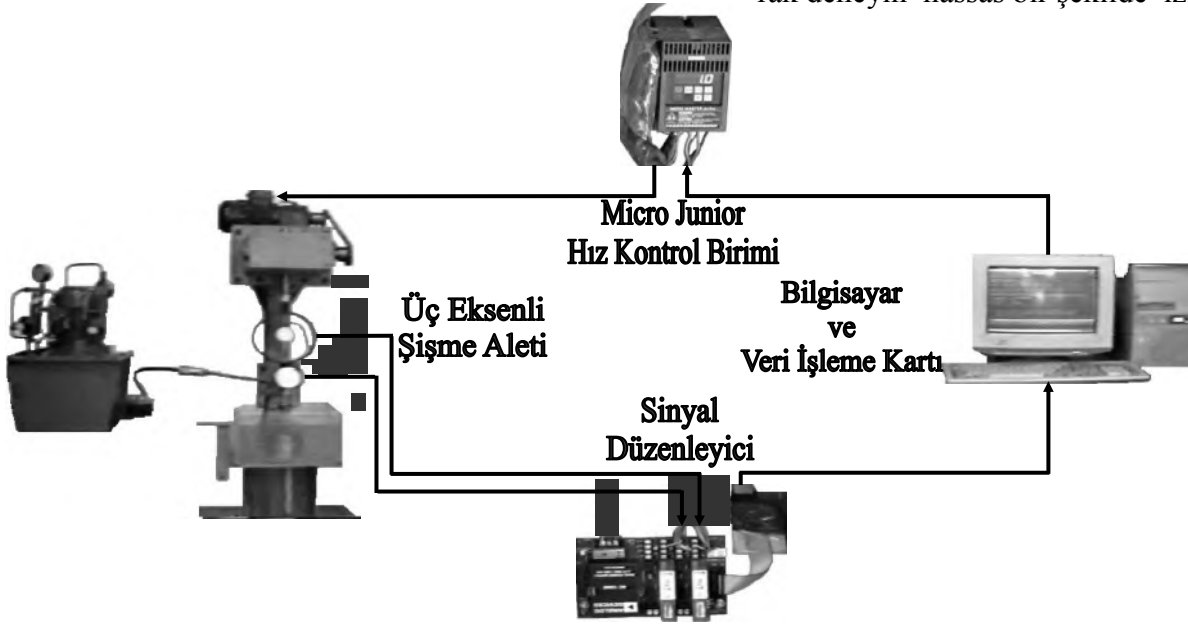
Şekil 5. Üç eksenli şişme deney düzeneği (Yeşil 1991).

4.2 Bilgisayar kontrollu üç eksenli şişme düzeneği

Düzenek; ana gövde, yanal basınç ünitesi, bilgisayar ünitesi, veri toplama ve kontrol yazılımından oluşmaktadır (Şekil 6).

Bilir (2001), Yeşil (1991) tarafından geliştirilen üç eksenli şişme düzeneğini;

- örnek üzerine uygulanacak yük veya şişme hareketi değişimlerini hem çok küçük değerlerde tutarak deneyin hassas bir şekilde izlenmesi, hem de



Şekil 6. Bilgisayar kontrollu üç eksenli şişme deney düzeneği (Bilir 2001).

bu değişimlere göre devamlı kontrol yaparak deneyin amacına uygun yürütülmesinin sağlanması,

- veri kaydetme zamanlarının ayarlanabilir olması nedeniyle sık aralıklarla veri alınabilme olanağı,
- birkaç günden birkaç aya kadar aralıksız süren şişme deneyleri süresince, verilerin kontrolü ve kaydının baştan sona kadar bilgisayar tarafından yapılması nedeniyle insan emeğine ihtiyaç duyulmaması

amaçlarıyla bilgisayar kontrollu hale getirmiştir.

Ayrıca bu düzenekte, daha büyük boyutlu örneklerde şişme deneylerinin yapılabilmesi için ana gövde boyutları ile motor gücü ve yük halkasının kapasitesi artırılmış, 54 mm çaplı hücreye ilaveten 76 ve 100 mm çaplı yeni hücreler ile sabit ve sürekli yanal basınç sağlayan yeni bir ünite tasarlanmıştır.

Quick Basic dilinde yazılmış olan iki program ile üç eksenli şişme deneyleri yürütülür. Yerdeğiştirme Kontrol Programı ile maksimum şişme yükü belirlenirken Yük Kontrolü Programı ile maksimum şişme yerdeğiştirmesi saptanır.

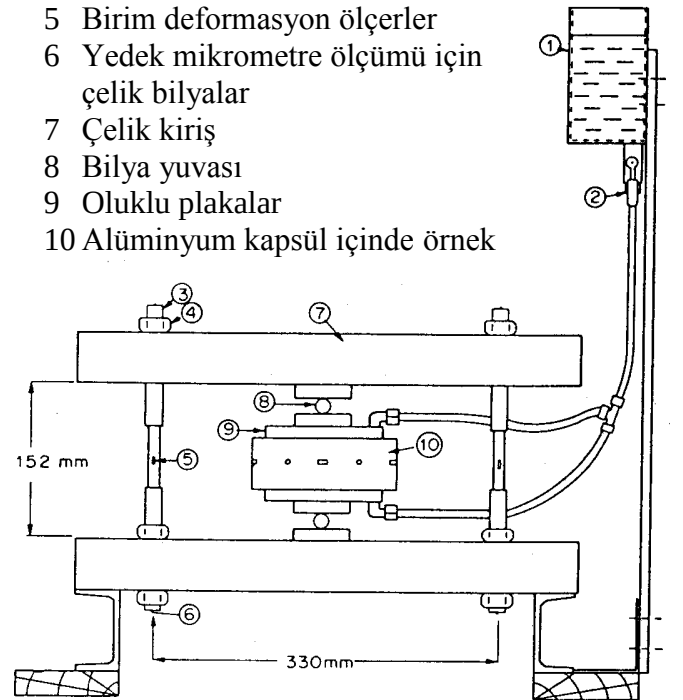
4.3 Halka şişme deney aleti

Franklin (1984) tarafından geliştirilen düzene; eksenel yükün uygulandığı kiriş ve kolon sistemi, deformasyon ölçer, alüminyum kapsül (halka), oluklu plaka, yük iletimini sağlayan bilya ve damıtık su tankından oluşmaktadır (Şekil 7).

Silindirik kayaç örnekleri, dış yüzeyinde 4 adet elektriksel birim deformasyon ölçer bulunan esnek

bir (alüminyum) halka içine yerleştirilir. Şişme sonucunda alüminyum halkanın dış yüzeyinde meydana gelen çevresel birim deformasyonlar ölçerler tarafından belirlenir.

- 1 Damıtık su tankı
- 2 Üç aşamalı kuru nitrojen valfi
- 3 Eksenel yük uygulaması ve ölçümü için kolonlar
- 4 Yük uygulama somunları
- 5 Birim deformasyon ölçerler
- 6 Yedek mikrometre ölçümü için çelik bilyalar
- 7 Çelik kiriş
- 8 Bilya yuvası
- 9 Oluklu plakalar
- 10 Alüminyum kapsül içinde örnek



Şekil 7. Halka şişme deney düzeneği (Franklin 1984).

Şekil 7’de (4) ile gösterilen eksenel yük uygulama kolonlarındaki somunlar vasıtasıyla eksenel yük sabit bırakılabilir veya artırılabilir. Eksenel şişme gerilmesi sabit bırakılarak eksenel ve radyal birim deformasyonları, eksenel ve radyal şişme birim deformasyonları sabit tutularak da maksimum eksenel şişme gerilmesi belirlenir. Ayrıca şişmenin bir sonucu olarak alüminyum halkanın kayaçta oluşturduğu yanıl basınç kontrol edilemez, fakat çevresel birim deformasyona bağılı olarak (3) eşitliğinden hesaplanabilir.

$$\sigma_3 = (2 \cdot t \cdot E \cdot \varepsilon) / D \quad (3)$$

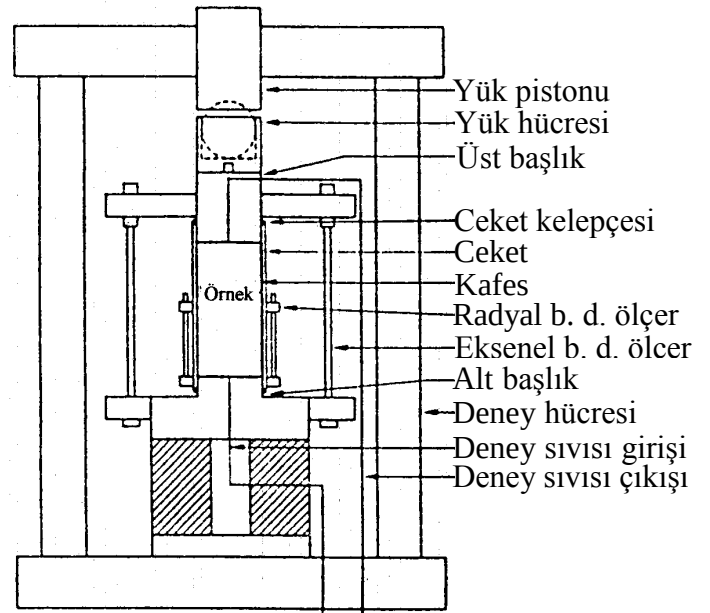
Burada, σ_3 = kayaçtaki uniform radyal gerilme; t = halka kalınlığı (mm); E = Young Modülü (alüminyum için 6.89×10^4 MPa); D = halkanın iç çapı (mm); ε = çevresel birim deformasyondur.

Farklı yanıl basınçlar uygulayabilmek için alüminyum halkanın kalınlıkları 2.5, 5 ve 7.5 mm kalınlıklarında seçilebilmektedir.

4.4 Steiger tarafından geliştirilen üç eksenli şişme düzeneği

Düzenek, radyal ve eksenel birim deformasyon ölçerler, yük hücresi ve pistonu, örnek kafesi ve ceket, alt ve üst başlıklardan meydana gelen ve Şekil 8’de gösterilen üç eksenli deney hücresi, yanıl basınç ünitesi ile veri alma ve kontrol sisteminden oluşmaktadır.

Steiger (1993) kayaçtaki eksenel ve radyal birim deformasyonların, eksenel yük ve yanıl basınçla kontrol edildiği üç eksenli şişme deneyleri gerçekleştirmiştir. Tabakalaşma düzlemleri karot eksenine dik olacak şekilde hazırlanan örnek, ince paslanmaz bir çelik kafes ile kaplanır, iki başlık arasına monte edilir, lastik ceket geçirilerek aletlerle donatılır. Düşük basınçlı deneyin başında örneği yerleştirmek için yanıl basınç 3.5 MPa’dan 7 MPa’a kadar artırılır ve sonra ilk yanıl basınç ayarlanır. Birim deformasyon ölçerler sabitleştikten sonra yanıl basınçtan daha düşük bir basınçta giriş hattı, karotun çevresi ve boşaltma hattına doğru bir test sıvısı sirküle ettirilir. Deney sıvısının karot ile teması ile şişme başlar fakat servo kontrol sistemi geri besleme döngüleri yardımıyla yanıl basınç ve eksenel yükü arttırarak karotun orijinal boyutlarda kalmasını sağlar. Şişme izotropik ise sadece yanıl basınç artar ve şişme basıncı ölçümü elde edilir. Şişme anizotropik ise maksimum şişme eksenel doğrultudadır ve tabakalaşma düzlemine diktir. Bu durumda eksenel yük artan anizotropik eksenel şişme basıncını dengelemek için arttırılır. Böylece anizotropik bir kayaç için maksimum şişme basıncı, yanıl ve eksenel şişme basınçlarının toplamı olur. Deney sıvısı için şişme basıncı dengeye ulaştıktan sonra yük kaldırılır ve yanıl basınç sabit bir değere ayarlanır. Örneğin yanıl basınca karşı şişmesine izin verilir.

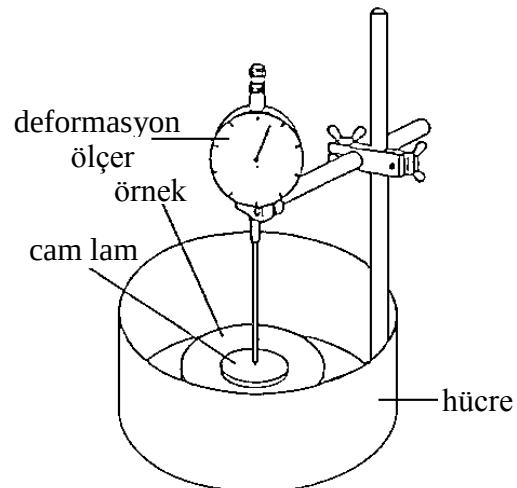


Şekil 8. Üç eksenli şişme deney düzeneği (Steiger 1993).

4.5 Üç eksenli serbest şişme düzeneği

Üç eksenli serbest şişme deneylerinin şişme ölçer hücresi kullanılarak yapılan deneylerden farkı örneğin şişmesinin hem eksenel ve hem de radyal yönde kısıtlanmamasıdır. Dolayısıyla düşey ve yatay yönde serbestçe şişen örneğin zamana bağılı şişme birim deformasyonları elde edilir. Özellikle kayaçlarda, anizotropik şişme özelliklerinin belirlenmesinde kullanılırlar. ISRM (1989) tarafından önerilen serbest şişme aletleri aşağıda tanıtılmaktadır.

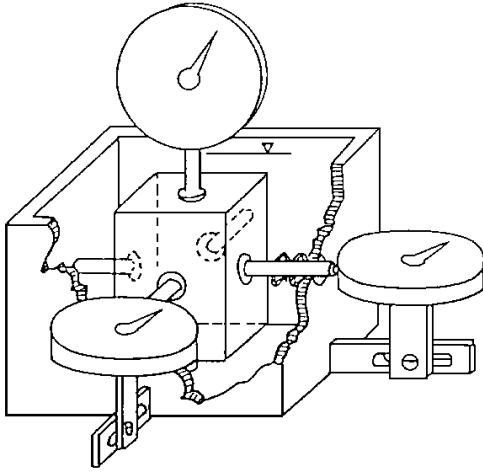
İlk düzenek; paslanmaz çelik bir band, deformasyon ölçer, cam lam ve su konulan hücreden meydana gelmektedir (Şekil 9). Deneyin amacı, örselenmemiş ve kısıtlanmamış olan örneğin su ile temasa geçmesiyle düşey ve radyal yöndeki serbest şişme birim deformasyonlarının ölçülmesidir. Hücre su ile doldurulur ve zamana karşılık şişme deformasyonları ölçülür.



Şekil 9. Eksenel ve radyal şişme birim deformasyonları ölçüm düzeneği (ISRM 1989).

Ölçülen deformasyonlar, örneğin ilk kalınlığı ve çapına bölünerek eksenel ve radyal birim deformasyonlar bulunur.

Sıkıştırılmamış örneğin şişme deformasyonunun belirlenmesinde kullanılan diğer bir deney düzeneği de Şekil 10'da gösterilmektedir. Bu deney yalnız suya maruz kaldığında hissedilir derecede geometrisini değiştirmeyen örnekler için uygulanmalıdır. Düzenek, içindeki örneğin üzerini kapatabilecek kadar su alabilen bir hücre, örneğin merkez eksen ve buna dik yönlerdeki şişme hareketini gösteren mikrometrelerden oluşmaktadır. Hücre su ile doldurulduktan sonra şişme hareketi zamanın fonksiyonu olarak maksimuma ulaşıncaya veya sabit bir seviyeye kadar kaydedilir.



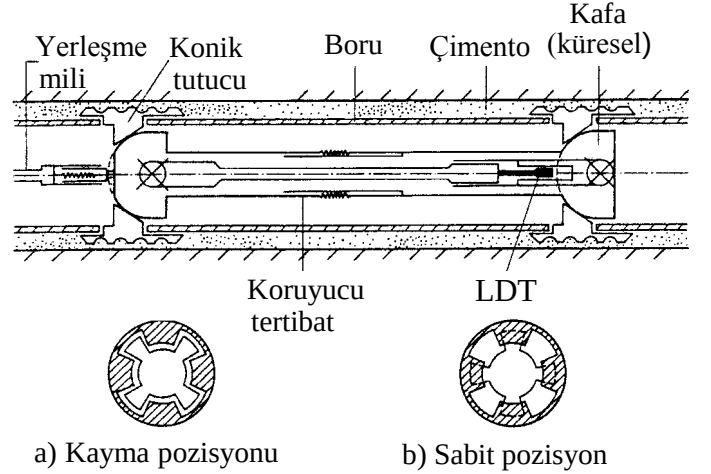
Şekil 10. Sıkıştırılmamış örneğin şişme birim deformasyonunun belirlenmesinde kullanılan deney düzeneği (ISRM 1989).

4 DİĞER ŞİŞME DÜZENEKLERİ

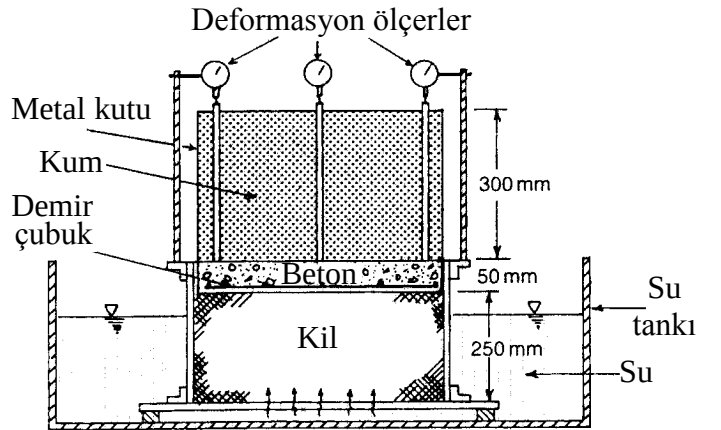
Çeşitli araştırmacılar amaçlarına göre değişik tasarımlar veya araçlar kullanarak şişme parametrelerini belirlemeye çalışmışlardır. Aşağıda bunlara örnekler verilmektedir.

Yerindeki kayacın şişmesinin izlenmesinde kullanılan düzeneğe kayan mikrometre sondası örnek olarak gösterilebilir (Kovari et al. 1993). Şekil 11'de gösterilen düzeneikle sondaj kuyusunun tüm uzunluğu boyunca birim deformasyon profilini çıkarmak mümkündür. Düşey bir kuyu boyunca sert PVC borularına bağlanan konik tutucular çimento yardımıyla 1 m aralıklarla sabitlenir. Sonda, kuyunun ağzında kayma pozisyonunda indirilir ve iki konik tutucu ile sabitleştirilir. Burada eksenel birim deformasyon ölçer (LDT) ile bir okuma alınır ve bir el bilgisayarına gönderilir. Sonda kuyu boyunca adım adım aşağıya indirilir ve benzer tarzda her adımda okuma alınır. Ölçüm hattının sonuna ulaşıldıktan sonra tüm okumaların bir tekrarı sondanın dönüş yolunda yapılır.

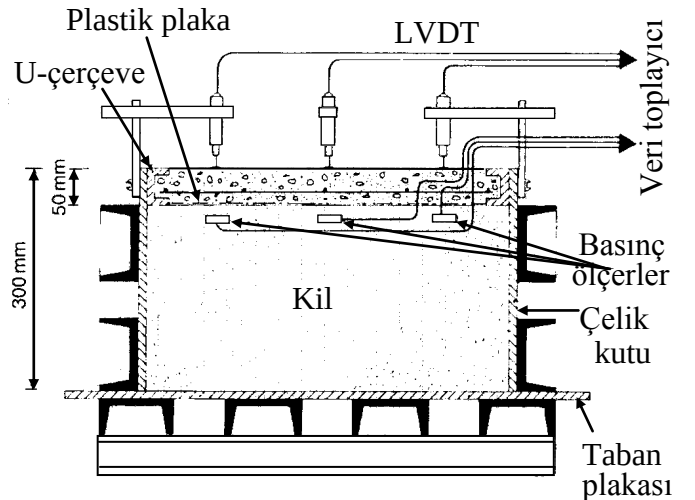
Abduljawwad et al. (1998) şişen zemin ve yapı arasındaki etkileşimi ortaya koymak için laboratuvar koşullarında üç farklı şişme deney düzeneği kullanarak şişme parametrelerini saptamıştır. İlk düzenekte, 50 mm kalınlıkta serbest bir beton dilim ve içi kum ile dolu metal bir kutunun ağırlığı altındaki kil zeminin şişme birim deformasyonu ölçülür (Şekil 12). İkinci düzenekte, kil zemin üzerinde sadece sabitlenmiş beton dilim bulunur ve şişme basınçları belirlenir (Şekil 13).



Şekil 11. Kayan mikrometre sondası (Kovari et al. 1993).

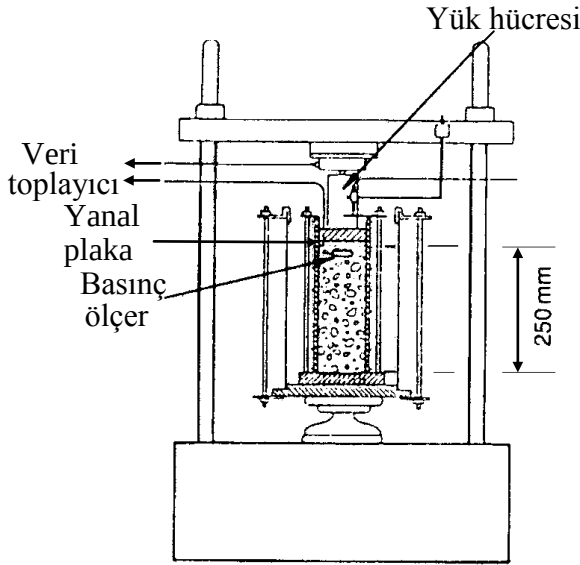


Şekil 12. Serbest beton dilim düzeneği (Abduljawwad et al. 1998).



Şekil 13. Sabit beton dilim düzeneği (Abduljawwad et al. 1998).

Son düzenek olan kontrollu şişme oranı aleti ile $100 \times 100 \times 250$ mm boyutlarındaki bloğun altında şişme etkisiyle taban plakasının belli oranlarda aşağıya hareket etmesine izin verilerek belirli şişme birim deformasyonlarına karşılık şişme basınçları belirlenir (Şekil 14).



Şekil 14. Kontrollu şişme oranı düzeneği (Abduljawad et al. 1998).

6 SONUÇLAR

Bu çalışmada şişme düzenekleri tek ve üç eksenli olmak üzere iki grupta incelenmiştir. Tek eksenli düzeneklerde örnek çelik bir halka içinde olduğundan yanal yönde şişmesine izin verilmez. Üç eksenli düzeneklerde ise örnek lastik ceket, alüminyum kapsül vb. esnek bir malzeme içine konulduğundan radyal yöndeki hareketler de ölçülebilmektedir. Mühendislik yapılarının tasarlanmasında üç eksenli deneylerden elde edilen verilerin kullanılması tercih edilmelidir.

Tüm şişme deney düzeneklerinin çalışma prensibi, su içindeki örneğin şişmesine izin verilmesi veya engellenmesi esasına dayanmaktadır. Şişmeye izin verilmesi şişme birim deformasyonlarının oluşmasına, şişmenin engellenmesi ise şişme gerilmesinin gelişmesine neden olmaktadır. Şişme düzeneklerinin bir kısmı sadece bir parametreyi ölçebilecek şekilde tasarlanmışken, daha fazla olan diğer kısmı ise her iki parametreyi de ölçebilecek şekilde tasarlanmışlardır. Şişme deneylerinin uzun süreli olması, deneylerin yürütülmesini ve sık aralıklarla veri alınmasını zorlaştırmaktadır. Bu problem araştırmacılar tarafından elektronik yük ve birim deformasyon ölçerler, veri toplayıcı ve kaydediciler ile bilgisayar programları kullanılarak çözümlenmektedir. Ancak bu

durum, düzeneklerin maliyetlerini arttırıcı bir etkenidir.

Şişme düzeneklerinde kullanılan örnekler zemin veya zayıf, yumuşak kayalardan alınmaktadır. Bu örnekler ufak bir nem değişiminden bile hemen etkilendiklerinden, örneklerin araziden alınması saklanması ve hazırlanması ile ilgili kurallara özen gösterilmelidir.

KAYNAKLAR

- Abduljawad, S.N., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A. & Al-Buraim, I.A. 1998. Laboratory and field studies of response of structures to heave of expansive clay. *Géotechnique*. 48: 103-121.
- Bilir, M.E. 2001. Bazı Deney Parametrelerinin Yapay Örneklerin Üç Eksenli Şişme Davranışına Etkilerinin Araştırılması. *Doktora Tezi. ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü. Maden Mühendisliği Anabilim Dalı*. Zonguldak: 135.
- Einstein, H.H. & Bischoff, N. 1977. Design of tunnels in swelling rock. *16th US Symp. on Rock Mechanics*: 185-195.
- Franklin, J.A. 1984. A ring swell test for measuring swelling and shrinkage characteristics of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 21: 113-121.
- Grob, H. 1972. Schwelldruck im Belchentunnel. *Proc. Int. Sym. on Underground Openings, Lucerne*: 99-119.
- Huang, S.L., Aughenbaugh, N.B. & Rockaway, J.D. 1986. Swelling Pressure Studies of Shales. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 23: 371-377.
- ISRM, 1979. Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability indeks properties. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 16: 141-156.
- ISRM, 1983. Characterization of swelling rock. *Pergamon Press*. Oxford: 4.
- ISRM, 1989. Suggested methods for laboratory testing of argillaceous swelling rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 26: 415-426.
- Komine, H. & Ogata, N. 1999. Experimental study on swelling characteristics of sand-bentonite mixture for nuclear waste disposal. *Soils and Foundations*. 39: 83-97.
- Kovari, K., Amstad, Ch. & Anagnostou, G. 1988. Design/construction methods - Tunnelling in swelling rock. *Key Questions in Rock Mechanics*. Cundall et al. (eds): 17-31.
- Kovari, K., Amstad, Ch. & Anagnostou, G. 1993. Excavation, support and monitoring decision making in tunnelling based on field measurement. *Comprehensive Rock Engineering*. 4: 571-605.
- Pampal, S. 1986. Tünellerde karşılaşılan jeolojik problemler (Kınık Tüneli). *Tünellerin Projelendirilmesi ve İnşası Semineri*. DSİ, Adana. Cilt I: 1-16.
- Sarıkaya, Y. 1987. Killerin önemi ve özellikleri, *III. Ulusal Kil Sempozyumu Bildiriler Kitabı*. Adana: 13-32.
- Selmer - Olsen, R. & Palmstorm, A. 1989. Tunnel collapses in swelling clay zones (Part I). *Tunnels & Tunnelling*. November: 49-51.
- Steiger, R. P. 1993. Advanced triaxial swelling tests on preserved shale cores. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 30: 681-685.
- 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.

Zonguldak kömür çevre kayaçlarının Schimazek aşınma indekslerinin belirlenmesi

Determination of Schimazek abrasivity index at Zonguldak coal measure rocks

O. Yaralı & İ. Buzkan

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, ZONGULDAK

ÖZET : Bu bildiride, Zonguldak kömür çevre kayaçlarının aşındırıcılık özellikleri araştırılmıştır. Bu çalışmada, bazı araştırmacıların deneysel verileri kullanılmıştır. Kayaç örneklerinin çekme dayanımları ve petrografik analiz sonuçlarından Schimazek aşınma indeks değerleri belirlenmiştir. Sonuçta, kayaç örneklerinin tek eksenli basınç dayanımları ve petrografik özellikleriyle Schimazek aşınma indeks değerleri karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT : In this paper, abrasivity properties of coal measure rocks at Zonguldak were investigated. In this study, some of researchers of experimental data were utilized. Schimazek abrasivity index values have been determined from tensile strength and petrographical results of rock samples. Finally, a comparasion between uniaxial compresive strength, petrographical properties of rock samples and Schimazek abrasivity index values was made.

1 GİRİŞ

Zonguldak Taşkömürü Havzası kömür çevre kayaçlarının aşındırıcılık özelliklerinin belirlenmesi konusunda tüm havzaya yönelik yapılan araştırma sayısı oldukça sınırlıdır. Bu çalışma, genel olarak Zonguldak Taşkömürü Havzasının, özel olarak Türkiye Taşkömürü Kurumu (TTK) Üzülmüş Müessesesi Asma-Dilaver İşletmesi kömür çevre kayaçlarının aşındırıcılık özelliklerinin belirlenmesine yöneliktir.

Bildiride, önce kayaçların aşındırıcılıklarını etkileyen parametrelerden kısaca bahsedilmiştir. Daha sonra, bazı araştırmacıların (Birinci ve Akçın, 1990; Arı, 1990; Yaralı, 1999; Avcı, 2001) deneysel verilerinden (dayanım ve petrografik analizler) yararlanılarak bazı kömür çevre kayaçlarının Schimazek aşınma indeksleri belirlenmiştir. Bulunan aşınma değerleri ile kayacın dayanım ve petrografik özellikleri (çimento türü, küresellik , mineralojik bileşim, ortalama kuvars tane boyutu) ile karşılaştırılmıştır.

2 AŞINMA VE AŞINMAYI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Aşınma, kazı esnasında kayaçların keskinler tarafından koparılması sırasında meydana gelmektedir. Yüksek aşındırıcı özelliğine sahip kayaçlar, kısa zamanda keskinlerin körlenmesine neden olmaktadır. Bu durum, bir yandan keski tüketimini artırmakta, diğer yandan kazı verimini düşürmekte ve dolayısı ile de kazı maliyetinin artmasına yol açmaktadır. Kazı makinaları ile galeri sürmede, birim miktar kayaç kazısı için tüketilen keski sayısı, kazı işinin ekonomik olup olmayacağı hakkında en önemli kıstastır.

Bir kaya kütlesinin aşındırıcılığı aşağıda belirtilen faktörlerin bir kombinasyonu şeklinde gerçekleşmektedir (Heiniö, 1999). Bunlar;

- Kayacın dayanımı ve sertliği,
- Keskinin kesme derinliği ve kesme hızı,
- Keskinlerin oluşturdukları darbe yükleri,
- Kesme tipi veya keskinlerin hareket şekli,
- Keskiye veya kayaç yüzeyine uygulanan soğutma sıvısı,
- Etkin kesme veya ufalanma,

- Keskilerin kalitesi,
- Mineral bileşimi, mineral tanelerinin boyutu ve sertliğidir.

Yukarıda sayılanların dışında, kayaçtaki kuvars ve diğer aşındırıcı minerallerin miktarı, aşındırıcı minerallerin küreselliği, çimentolanma derecesi, çimentolanma şekli ve çimento türü de aşınma miktarını etkiler. Kayaçlarda en aşındırıcı mineral kuvarstır ve en çok kumtaşlarında rastlanmaktadır (Schimazek ve Knatz, 1970; Arı, 1990).

Kuvars oranı yüksek numunelerde çok farklı aşınmalar meydana gelmektedir. Mikroskopik incelemeler bunun farklı kuvars tane büyüklüğünden kaynaklandığını ortaya koymuştur. % 70 kuvars içeriğine sahip iki ayrı tip kumtaşından iri taneli (0,2 mm) olanı, ince taneliye (0,05 mm) göre 50 kat daha fazla aşınmaya neden olduğu tespit edilmiştir. (Schimazek ve Knatz, 1970; Arı, 1990)

Taneler birbiriyle doğrudan ya da yan yana çimentolandığı gibi, bunların birbirine genelde silis, karbonat ve kil gibi mineral parçacıkları ile bağlamaktadır. Aşındırıcı mineraller arası çimento zayıf ise, taneler kolay kopmakta ve keskiyi aşındıracak zaman bulamamaktadırlar (Parschen, 1980).

Altınoluk (1989)'a göre, aşınmayı etkileyen faktörlerin tek tek etkilerinden çok birlikte etkileri önemlidir. En önemli faktör, kayacın yapısındaki kuvars ve diğer aşındırıcı minerallerin içeriği ve bunların ortalama tane boyutlarıdır. Her iki faktör arttıkça uç aşınmaları da artar. Kayacın dayanımının tek başına aşınmaya etkisi azdır. İçinde kuvars olmayan kireçtaşı gibi dayanımı fazla kayaçlarda aşınma az olur. İçinde kuvars ve diğer aşındırıcı mineraller olan kayaçlarda uç aşınmaları fazla olduğu gibi kırılmaları da görülmektedir.

3 SCHİMAZEK AŞINMA İNDEKSİ

Çeşitli araştırmacılar kayaç özelliklerinin aşınmaya olan etkilerini araştırmışlar ve farklı özelliklerdeki kayaçlar üzerinde yaptıkları deneysel çalışmaların sonucu olarak aşınma indeksleri türetmişlerdir. Burada Schimazek aşınma indeksi kısaca anlatılmıştır.

Schimazek aşınma indeksi bir disk keski kullanılarak sedimanter kayaçlar üzerinde yapılan aşınma deneyleri sonucunda bulunmuştur (Schimazek ve Knatz, 1970; Arı, 1990, 1976; Deketh'den, 1995).

Kayaçların çekme dayanımı ve petrografik özelliklerinden yararlanarak aşınma numuneleri St 50 çeliğinden imal edilmiş, uçları konik, 90°, 0,3 mm'ye kadar köreltilmiş keskiyle ve 45 N'luk baskı kuvvetiyle 16 m Archimed Spirali ile çizilir. Uçlarda meydana gelen ağırlık kaybı aşınma indeksinin fonksiyonu olarak kabul edilmektedir. Schimazek aşınma indeksi, kayaç örneklerinin çekme dayanımı (Brazilian) ve petrografik özelliklerin fonksiyonu olarak Eşitlik 1'den hesaplanmaktadır.

$$F = Q * d * \sigma_t \quad (1)$$

Burada;

F = Schimazek aşınma indeksi, N/mm

d = Ortalama kuvars tane boyutu, mm

σ_t = Dolaylı (Brazilian) çekme dayanımı, MPa

Q = Eşdeğer kuvars yüzdesi, %

Eşdeğer kuvars yüzdesi Rosiwal mineral aşınma oranı kullanılarak belirlenir (Heiniö, 1999)

Karbonat % 3

Mika, kil, klorit % 4

Feldspatlar % 30 – 33

Kuvars % 100

4 DENEY VERİLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yukarıda isimleri belirtilen araştırmacıların bazı kömür çevre kayaçlarına ait petrografik tanımlamaları ve dayanım değerleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1'de verilen kayaç örneklerinin çekme dayanımı (Brazilian) ve petrografik özelliklerinin fonksiyonu olarak Eşitlik 1'den hesaplanmış olan Schimazek aşınma indeks parametrelerine ait değerler Çizelge 2'de gösterilmiştir.

Kayaçların, Schimazek aşınma indeks değerleri ile tek eksenli basınç dayanımı değerleri karşılaştırıldığında aralarında anlamlı bir ilişki elde edilememiştir (Şekil 1). Bu durum, tek eksenli basınç dayanım değerinin tek başına keski aşınmasındaki etkisinin az olduğunu göstermektedir. Örneğin, dayanımı yüksek, ancak kuvars içermeyen kireçtaşı termal aşınma haricinde aşınma olmadığı saptanmıştır. Benzer durum, Paschen (1980) ve Altınoluk (1989) tarafından da belirlenmiştir. Kumtaşı örnekleri içerisinde 6 ve 8 nolu örneklerin tek eksenli basınç dayanım değerleri en yüksek olmasına rağmen

Çizelge 1. Kayaç dayanımları ve petrografik analiz sonuçları.

No	Alındığı yer	Kayaç türü	σ_c	σ_t	Mineralojik Bileşim (%)	Küresellik (%)	Tane dağılımı (μ) (%)	Çimento türü	Ort. K.T. Boy. (μ)	Kaynak
1	-250 Kuzey Lağımı (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	109,85	10,25	Q: 66,5 F: 6 K: 26 O: 1,5	SA : 88 SR : 12	60-200 52,3 200-600 47,7	Karbonat	259	Arı 1990
2	-250 Kuzey Lağımı (Asma)	Kumtaşı (Orta taneli)	104,33	9,86	Q: 69 F: 3,9 K: 23 O: 4,1	SA: 82,3 SR : 17,7	60-200 37,4 200-600 62,6	Organik maddeli karbonat	299	Arı 1990
3	-250 Kuzey Lağımı (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	109,85	10,25	Q: 64,4 F: 4,8 K: 23,9 O: 6,3 M: 0,6	SA : 83 SR : 17	60-200 63,4 200-600 36,6	Organik maddeli karbonat	229	Arı 1990
4	-170 Acılık Güney Lağımı (Asma)	Silttaşı (İri taneli)	75,35	10,77	Q: 27 F: 1 K: 52 O: 18 M: 2	SA : 60 SR : 40	20-60 70 60-200 30	Organik maddeli karbonat	67	Arı 1990
5	-250 Kuzeybatı Lağımı (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	121	7,76	Q: 64,4 F: 4,8 K: 23,9 O: 6,2 M: 0,6	SA : 83 SR : 17	60-200 63,4 200-600 62,6	Organik maddeli karbonat	229	Arı 1990
6	-250 Piriç Taban (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	140,6	8,65	Q: 56,21 F: - K: 34,32 O: 19,47	SA : 98 SR : 2	20-60 7 60-200 86,8 200-600 6,2	Demirli silis	141	Birinci ve Akçın 1990
7	-250 Güney Lağımı (Asma)	Konglomera	32	4,14	Q: 25 F: 2 K: 70 O: 1 M: 2	SA : 10 SR : 90	30 mm-1cm arası	Orta taneli kumtaşı	387	Birinci ve Akçın 1990
8	-170 Çay Taban (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	129,21	8,14	Q: 53 F: - K: 34 O: 13	SA : 100 SR : -	20-60 8,5 60-200 64,7 200-600 26,7	Demirli karbonat	194	Birinci ve Akçın 1990
9	-170 Acılık Geçiş Lağımı (Asma)	Silttaşı (İnce taneli)	69,6	6,23	Q: 27 F: 1 K: 52 O: 18 M: 2	SA : 60 SR : 40	20-60 70 60-200 30	Organik maddeli karbonat	67	Birinci ve Akçın 1990
10	+56 Kurul (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	77,05	6,28	Q: 62 F: - K: 20 O: 10 M: 8	SA : 65 SR : 35	20-60 3 60-200 81 200-600 16	Silis	171	Yaralı 1999

Çizelge 1 Devam ediyor.

No	Alındığı yer	Kayaç türü	σ_c	σ_t	Mineralojik Bileşim (%)	Küresellik (%)	Tane dağılımı (μ) (%)	Çimento türü	Ort. K.T. Boy. (μ)	Kaynak
11	-460 41405 Gelik Kuzey Lağımı (Karadon)	Kumtaşı (İnce taneli)	123,21	7,92	Q: 70 F: 2 K: 18 O: 13	SA : 83 SR : 17	20-60 64 60-200 36	Karbonat	227	Yaralı 1999
12	-170 4. Kuzey Kurul Lağımı (Asma)	Silttaşı	61,51	8,63	Q: 73 F: - K: 17 O: 7 M: 3	A : 12 SA : 67 R : 3 SR : 18	20-60 70 60-200 28 200-600 2	Karbonat	72	Avcı 2001
13	-170 3,5 Kuzey Kurul Lağımı (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	87,36	8,71	Q: 70 F: - K: 20 O: 5 M: 5	A : 3 SA : 52 R : - SR : 45	20-60 7 60-200 37 200-600 56	Kil	205	Avcı 2001
14	-170 505 Desandre Lağımı (Asma)	Kumtaşı (İnce taneli)	85,54	7,93	Q: 73 F: - K: 24 O: 3 M: -	A : 12 SA : 49 R : - SR : 39	20-60 5 60-200 65 200-600 30	Kil	288	Avcı 2001
15	Z.K.Ü Tıp Fakültesi Hastanesi	Kireçtaşı	120,4	8,71	Q: 12** Ca: 100	R : 85 SR : 15			25*	Avcı 2001

*Kuars tane ebadı 0,035 mm den küçükse Ortalama Kuvars Tane Boyutu 25 μ kabul edilir (Bilgin, 1989)

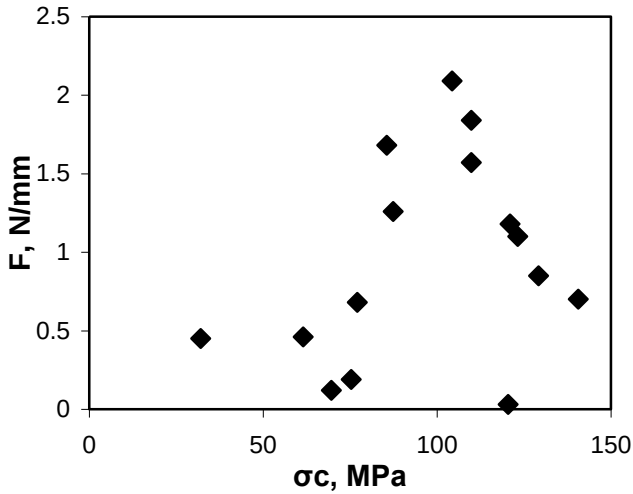
**Aşınma indekslerinin elde edilmesinde kullanılmak üzere kuvars miktarı %12 alınmıştır (Buzkan, 1989; Arı,1990).

Q: Kuvars, F: Feldspat, K: Kayaç parçası, M: Mika, O: Opak madde, Ca: Karbonat, A: Köşeli, SA: Yarı köşeli, R: Yuvarlak, SR: Yarı yuvarlak Ort.K.T : Ortalama Kuvars Tane Boyutu, σ_c : Tek eksenli basınç dayanımı (MPa), σ_t : Dolaylı çekme dayanımı (MPa)

Çizelge 2 Aşınma parametrelerine ait değerler.

No	Kayaç türü	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	d (μ)	Q (%)	F N/mm	Çimento Türü
1	Kumtaşı	109,85	10,25	259	69,20	1,84	Karbonat
2	Kumtaşı	104,33	9,86	299	70,94	2,09	Organik maddeli karbonat
3	Kumtaşı	109,85	10,25	229	66,68	1,57	Organik maddeli karbonat
4	Silttaşı	75,35	10,77	60	28,96	0,19	Organik maddeli karbonat
5	Kumtaşı	121	7,76	229	66,68	1,18	Organik maddeli karbonat
6	Kumtaşı	140,6	8,65	141	57,24	0,70	Demirli silis
7	Konglomera	32	4,14	387	27,82	0,45	Orta taneli kumtaşı
8	Kumtaşı	129,21	8,14	194	54,02	0,85	Demirli karbonat
9	Silttaşı	69,6	6,23	67	28,96	0,12	Organik maddeli karbonat
10	Kumtaşı	77,05	6,28	198	75,57	0,94	Silis
11	Kumtaşı	123,21	7,92	227	74,26	1,34	Karbonat
12	Silttaşı	61,51	8,63	72	73,63	0,46	Karbonat
13	Kumtaşı	87,36	8,71	205	70,80	1,26	Kil
14	Kumtaşı	85,54	7,93	288	73,72	1,68	Kil
15	Kireçtaşı	120,4	8,71	25*	15**	0,03	

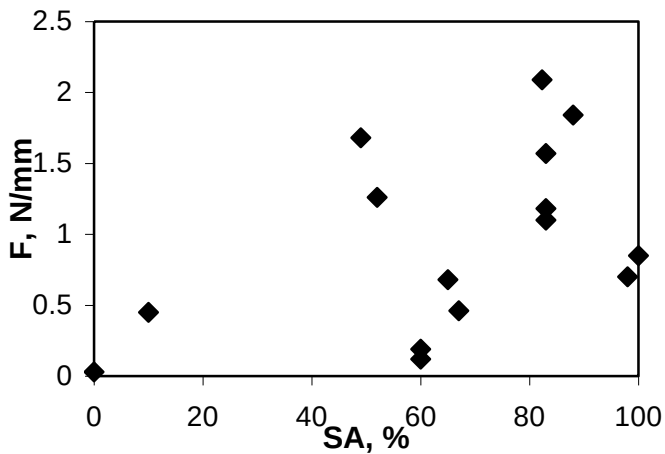
Schimazek aşınma indeks değerleri 1 N/mm'den küçük elde edilmiştir.



Şekil 1. Tek eksenli basınç dayanımı (σ_c) ile Schimazek aşınma indeksi (F) arasındaki ilişki.

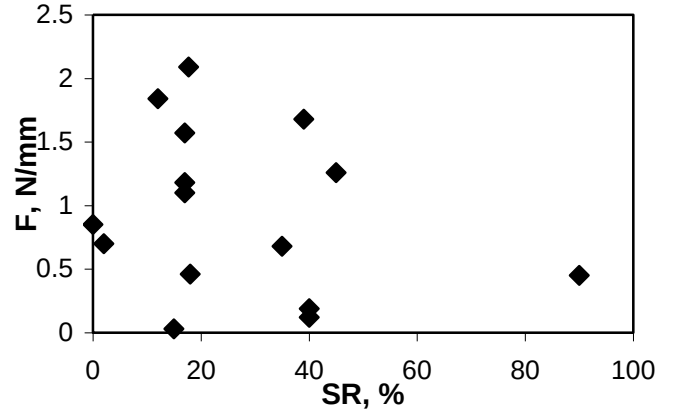
Kumtaşı kayaç örneklerinin çimento türü olarak silis mineral parçacıkları içeren örneklerin (6, 10 nolu örnekler) aşındırıcılık özellikleri, karbonat (1, 2, 3, 5,11) ve kil mineral parçacıkları içeren örneklere (13, 14 nolu örnekler) göre daha az olduğu saptanmıştır.

Kayaçların içindeki tanelerin yarı yuvarlaklık ve yarı köşelilik ile Schimazek aşınma indeks miktarları arasında ilişkiye bakılmış ancak aralarında bir bağlantı kurulamamıştır (Şekil 2 ve 3).



Şekil 2 Yarı yuvarlaklık (SA) ile Schimazek aşınma indeksi (F) arasındaki ilişki.

Aşındırıcı mineral olarak feldspat içeren kumtaşı örneklerinin Schimazek aşınma değeri feldspat minerali içermeyen kumtaşı örneklerine göre daha fazladır. Bu da, kayacın aşındırıcılığında kuvars mineralinin tek başına belirleyici olmadığını gösterir.



Şekil 3. Yarı köşelilik (SR) ile Schimazek aşınma indeksi (F) arasındaki ilişki.

Ortalama kuvars tane boyutu 200 μ 'nun üzerinde olan kayaç örneklerinin Schimazek aşınma indeks değeri diğerlerine göre daha fazladır. Bu durum, kayacın aşındırıcılığına ortalama kuvars tane boyutunun belli bir değerden sonra etkili olduğunu göstermektedir.

5 SONUÇ

Bu çalışma ile kayacın aşındırıcılığına, aşınmayı etkileyen faktörlerin tek tek etkilerinden çok birlikte etkilerinin önemli olduğu sonucuna varılmıştır. Aşındırıcılığı etkileyen en önemli faktörler arasında, kayacın yapısındaki kuvars ve diğer aşındırıcı minerallerin içeriği, bunların ortalama tane boyutları ve çimento türü geldiği saptanmıştır. Kayacın dayanımının tek başına aşınmaya etkisi azdır. Tek eksenli basınç dayanım değeri fazla olan kumtaşı (6 ve 8 nolu örnekler) ve içerisinde kuvars minerali olmayan kireçtaşı kayaç örneklerinde aşınma az olmuştur. İçerisinde kuvars ve diğer aşındırıcı mineraller olan kayaçlarda (1,2,3,5,11 nolu örnekler) aşındırıcılığın daha fazla olduğu görülmüştür. Ayrıca, çimento türü olarak silis mineral parçacıkları içeren örneklerin (6, 10 nolu örnekler) aşındırıcılık özellikleri, karbonat (1, 2, 3, 5,11) ve kil mineral parçacıkları içeren örneklere (13, 14 nolu örnekler) göre daha az olduğu belirlenmiştir.

Schimazek aşınma indeksi Almanya'da kollu galeri açma makinalarında $F < 0,5$ N/mm'nin altında ekonomik olarak kazıldığı ileri sürülmektedir (Plogmann; 1979 : Arı, 1990). Ancak, Schimazek'e göre kollu galeri açma makinalarının uygulama sınırı $F < 1$ N/mm'dir (Bilgin, 1989). Buna göre silttaşları, konglomera, kireçtaşı ve çimento türü silis olan kumtaşlarının kollu galeri açma makinalarıyla açılması durumunda keski aşınmasının az, dolayısıyla kazının da ekonomik olacağı sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

- Altınoluk, S. 1989. Tünel açma makinalarında kazıcı uçların aşınmalarına etki eden faktörler. 11. Türkiye Madencilik ve Bilimsel Kongresi *Bildiriler kitabı*. TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını. Ankara: 285-303.
- Arı, H. 1990. *TTK Asma İşletmesi kömür çevre kayaçlarının kazılabilirliğinin incelenmesi*: Zonguldak.Yüksek Lisans Tezi. HÜ Fen Bilimleri Enstitüsü
- Avcı, F. 2001. *TTK Asma-Dilaver İşletmesi kömür çevre kayaçlarının aşındırıcılık özelliklerinin belirlenmesi*: Zonguldak. Yüksek Lisans Tezi. ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Bilgin, N. 1989. *İnşaat ve maden mühendisleri için uygulamalı kazı mekaniği*. İstanbul :Birsan Yayınevi.
- Birinci, A. ve Akçın, N.A. 1990. Asma işletmesi yeraltı delik delme işlerinde kullanılan burguların performansını etkileyen faktörler. *Türkiye 7. Kömür Kongresi Bildiriler Kitabı*. TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını. Zonguldak: 51-65.
- Deketh, H. J. R. 1995. *Wear of rock cutting tools*: Rotterdam, Netherlands:A.A. Balkeme
- Heiniö, M.(ed.) 1999. *Rock excavation handbook*: Tamrock Corp.
- Parschen, D. 1980. *Petrographische und geomechanische charakterisierung von ruhrkarbongesteinen zur bestimmung ihres verscheissverhaltens*: Dissertation. Technische Universität Clausthal.
- Yaralı, O. 1999. *Kaya malzemesinin kohezyonunu doğrudan tayininde bir deney yönteminin geliştirilmesi*. Zonguldak. Doktora Tezi. ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü:

Dolaylı çekme dayanımı deney yönteminin anizotropik tortul kayalara uygulanabilirliği

Applicability of indirect tensile strength test method to anisotropic sedimentary rocks

T. Ünlü & K. Çolak

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

ÖZET: Bu çalışmada, dolaylı çekme dayanımı deneyinin (Brezilya) dayanım anizotropisi gösteren kömür çevresi tortul kayalarına uygulanabilirliği, laboratuvar çalışmaları ve sonlu farklar sayısal gerilme çözümlemeleri yardımıyla araştırılmıştır. Sonuçlar, dayanım anizotropisi gösteren tortul kayaların dolaylı çekme dayanımı değerlerinin, anizotropiklik açıları ve derecelerine bağlı olarak değiştiğini göstermiştir. Ayrıca deneyler, siltaşı gibi yapraklanma gösteren kayalarda yenilmenin çekme gerilmelerinden çok zayıflık düzlemi üzerindeki kayma gerilmelerinin sonucu oluştuğunu göstermektedir.

ABSTRACT: In this study, applicability of the indirect Brezillian test method to sedimentary coal measured rocks has been investigated by means of laboratory studies and finite difference numerical solution method. Results of the studies have shown that strength anisotropy characteristics of the sedimentary rocks play an important role on the indirect tensile strength of these rocks. In addition, laboratory tests have shown that failure of the siltstone samples was mainly due to slip caused by the shear stresses acting on the weakness planes rather than tensile stresses.

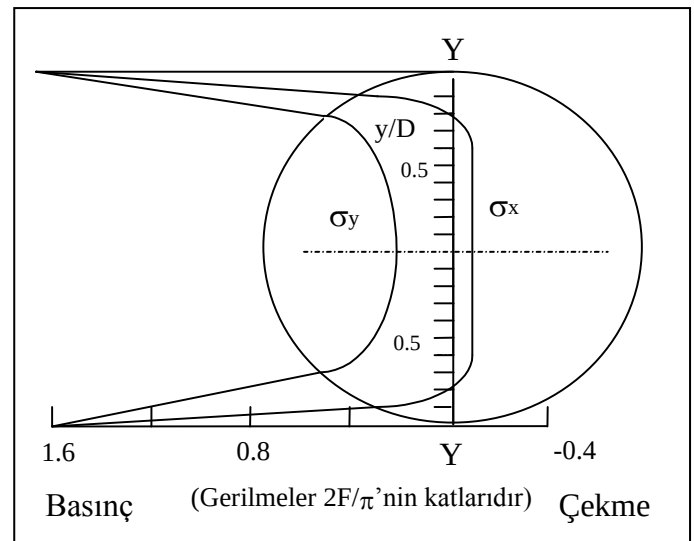
1 GİRİŞ

Kayaçların çekme dayanımlarının belirlenmesinde kullanılan en yaygın yöntem, Brezilya yöntemi olarak da bilinen dolaylı çekme dayanımı deneyidir. Bu yöntemin tercih edilmesinin nedenleri; örnek hazırlama kolaylığı ve deney yönteminin basit olmasıdır. Kaya malzemeleri özellikle tek eksenli basınç dayanımları ile karakterize edilmesine karşın, çekme dayanımı da tasarım ve uygulamalarda ihtiyaç duyulan bir parametredir.

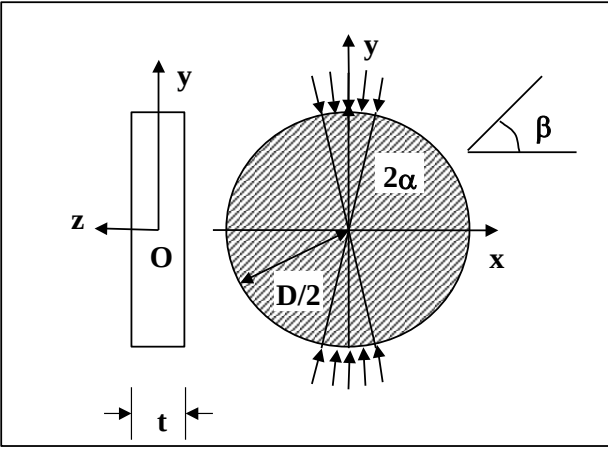
Kaya malzemelerinin çekme dayanımlarının belirlenmesinde, ISRM (1978) tarafından önerilen standart deneylerden biri olan, dolaylı çekme dayanımı (Brezilya) yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntemde, disk şeklindeki örnek üzerine, alt ve üst başlıklar arasında kalan düşey çap boyunca yük uygulanmaktadır. Düşey yüklemenin sonucu olarak örnekte yenilme oluşturan çekme gerilmesinin büyüklüğü (Şek. 1), Eşitlik 1 yardımı ile hesaplanabilir.

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi Dt} \quad (1)$$

Burada; σ_t , çekme dayanımı (MPa); F, uygulanan maksimum yük (N); D, örnek çapı (mm) ve t, örnek kalınlığıdır (mm) (Şek. 2).



Şekil 1. Dolaylı çekme dayanımı deneyinde disk örneğinde oluşan gerilmelerin dağılımı (Hondros, 1959; Hudson'dan, 1969).



Şekil 2. Eşitliklerde kullanılan temel kavramlar

Hondros (1959), disk şeklindeki elastik-izotropik bir malzemeye F yükü uygulandığında disk yüzeyinde oluşan basıncın Eşitlik 2 yardımı ile belirlenebileceğini göstermiştir (Hudson 1969).

$$P = \frac{F}{\alpha D t} \quad (2)$$

Disk merkezinde oluşacak düşey konumlu basınç ve yatay konumlu çekme gerilmeleri de sırası ile Eşitlik 3 ve 4'den hesaplanabilir (Hondros 1959).

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi} (\sin 2\alpha - \alpha) \quad (3)$$

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi} (\sin 2\alpha + \alpha) \quad (4)$$

Burada; α radyan cinsindendir. Dolaylı çekme dayanımı deney aletine uygun olarak, 2α , 10° alındığında, disk şeklindeki örneğin merkezinde oluşan basınç ve çekme gerilmelerinin oranı (σ_x/σ_y), 3.02 olarak elde edilmektedir. Ancak, anizotropi gösteren kayalarda, çekme dayanımının hesaplanmasında Eşitlik 2'nin kullanılmasının doğru olmayacağı açıktır. Bu amaçla, Eşitlik 5 aşağıdaki gibi tekrar yazılabilir.

$$\sigma_x = q_x \cdot P \quad (5)$$

Burada q_x , elastik izotropik koşullarda $2\alpha=10^\circ$ için, değeri 0.08277 olan ve anizotropi koşullarına göre değeri değişen bir sayıdır.

Dolaylı çekme dayanımı uygulamalarına yönelik çalışmalarda araştırmacıların ilgi gösterdiği en önemli konu, deney yönteminin anizotropik özellik gösteren kayalara uygulanabilirliğidir. Bu konuda yapılan çalışmalar, dolaylı çekme yönteminin

yumuşak kayalardan çok, sert kayalarda kullanılabileceği şeklindedir (Pells, 1993). Hoek (1977), çekme dayanımının tek eksenli basınç dayanımının %15'inden daha büyük olması durumunda dolaylı yöntemin uygulanamayacağını ileri sürmüştür (Pells'den 1993). Pells (1993), tek eksenli çekme dayanımı 5 MPa'dan daha büyük olan kayalarda bu yöntemin kullanılabileceğini belirtmiştir.

Barla ve Innaurato (1973), düzlemsel izotropi gösteren granodioritik gnays ve serpantinli şist örnekleri üzerinde yaptıkları çalışmalarda, anizotropi düzleminin konumu ile dolaylı çekme dayanımı deney sonuçlarını ilişkilendirmek için sonlu elemanlar yöntemini kullanmışlardır. Bu çalışmanın sonuçlarına göre, dolaylı çekme dayanımının hesaplandığı görgül bağıntıdaki $2/\pi$ (0.6366) değeri, β ile değişmektedir. Buna göre; E_1/E_2 değeri 1.12 olan kayalarda, β 'nın 0° 'den 90° 'ye doğru değişmesi durumunda yukarıda belirtilen değer sırasıyla 0.634 ile 0.590 arasında yer almaktadır. Gnays örnekleri, yük uygulanan çap boyunca yenilirken, şist örnekleri tabakalanma düzlemleri boyunca yenilmektedir. Şistlerde karşılaşılan bu yenilme durumu, çekme dayanımının hesaplanmasında kullanılan formülün bu durumda kullanılamayacağı kuşkusunu ortaya çıkarmıştır.

Orr (1981), tek zayıflık düzlemi içeren kayalar üzerinde yaptığı tek eksenli çekme dayanımı deney sonuçlarına göre, bu düzlem üzerindeki çekme dayanımının $\beta=45^\circ-\phi/2$ 'de minimum olduğunu belirtmiştir. Yine bu çalışmada, mevcut düzlem üzerindeki çekme dayanımının Eşitlik 6'ya uygun olarak değiştiği belirtilmiştir.

$$\sigma_t = \frac{C_{eklem}}{\sin 2\beta (1 + \cot \beta \tan \phi)} \quad (6)$$

Chen et al. (1996), belirgin olarak tabakalanma düzlemleri içeren kumtaşı ve şeyl üzerinde yaptıkları çalışmalarda izotropik kayalar için geçerli olan, çekme dayanımının hesaplanmasında kullanılan eşitliğin anizotropik kayalarda geçerli olamayacağını belirtmişlerdir. Bu araştırmacılara göre düzlemsel izotropik (transversely isotropic) ve ortotropik kayalarda aşağıdaki eşitlik geçerlidir.

$$\sigma_t = q \frac{F}{\pi D t} \quad (7)$$

Buradaki q , beş elastik sabite bağlı olarak açıklanan gerilme yığılması katsayısı olarak tanımlanmaktadır. $\alpha=0^\circ$ için, kaya izotropik

olduğunda veya örnekler düzlemsel izotropi düzlemine paralel olarak kesildiğinde $q=2$ değerini almaktadır. Araştırmacılar kumtaşlarında yaptıkları çalışmalarda, en büyük çekme dayanımını $\beta=0^\circ$ 'de gösteren kayaçlarda, 0° 'den 90° 'ye doğru değişik konum açıları için bu değer 2.050 ile 1.898 arasında değiştiğini belirtmişlerdir.

2 DOLAYLI ÇEKME DAYANIMI DENEYLERİ

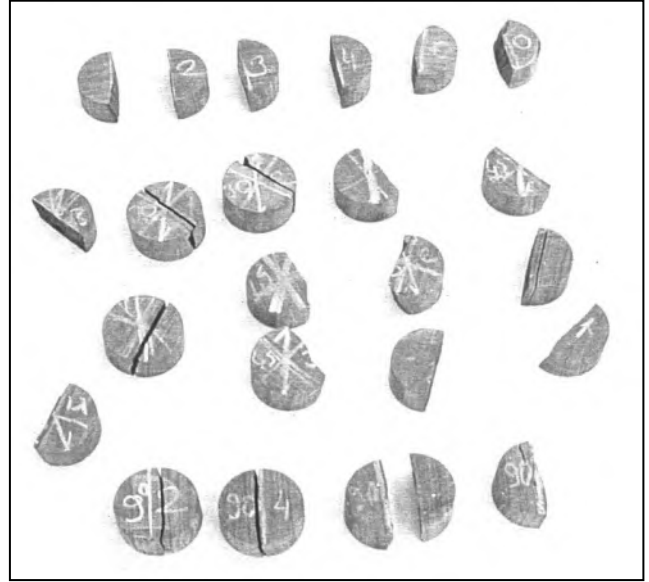
Zonguldak havzası kömür çevre kayaçlarının tavan ve taban tabakalarından alınarak hazırlanan örnekler üzerinde dolaylı çekme dayanımı deneyleri yapılmıştır (Çizelge1). Bu deneylerde, anizotropi düzleminin konumundaki (β : anizotropi düzleminin yatay ile yaptığı açı) (Şek. 2) değişimin çekme dayanımı üzerindeki etkisinin araştırılması amaçlandığından, anizotropi düzlemi dikkate alınarak hazırlanan örnekler üzerinde dolaylı çekme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerde, her kaya birimi için farklı sayılarda örnekler (5-8) test edilerek ortalama dolaylı çekme dayanımı değerleri, Eşitlik 1 yardımıyla belirlenmiştir.

Çizelge 1. Farklı konum açılarında yapılan deneylerden elde edilen çekme dayanımı değerleri (Çolak 1998).

Alındığı Yer Kayaç Türü	Dolaylı Çekme Dayanımı (MPa) Ortalama Değer $\pm$ S.S.				
	$\beta=0^\circ$	$\beta=30^\circ$	$\beta=45^\circ$	$\beta=60^\circ$	$\beta=90^\circ$
Acenta Tv Kumtaşı	10.9 ± 0.6	13.1 ± 0.8	12.2 ± 0.5	13.1 ± 1.9	11.2 ± 1.2
Acılık Tb Kumtaşı	11.0 ± 1.6	10.4 ± 0.6	8.0 ± 1.5	6.4 ± 1.5	7.2 ± 0.6
Büyük Tv Kumtaşı	6.5 ± 0.4	5.5 ± 0.6	6.0 ± 0.5	6.6 ± 0.9	4.7 ± 0.5
Çay Tb Kumtaşı	10.6 ± 1.4	9.3 ± 0.2	10.4 ± 0.8	9.3 ± 1.2	8.5 ± 0.4
Domuzcu Tb II Kumtaşı	9.7 ± 1.2	9.0 ± 0.2	10.4 ± 0.6	9.0 ± 0.9	8.9 ± 0.7
Sulu Tb II Kumtaşı	14.7 ± 1.8	14.5 ± 2.6	12.5 ± 1.5	10.8 ± 1.1	7.9 ± 1.2
Domuzcu Tb.I Kiltaşı	8.7 ± 1.4	5.0 ± 1.1	4.5 ± 0.9	3.9 ± 0.4	4.5 ± 0.7
Sulu Tv. Silttaşı	10.0 ± 1.0	9.0 ± 1.2	8.9 ± 0.5	6.3 ± 0.8	6.8 ± 1.3
Sulu Tb. Kiltaşı	11.1 ± 0.8	10.0 ± 1.2	6.0 ± 1.5	4.1 ± 0.7	5.5 ± 1.2
Nasufoglu Tv Silttaşı	9.6 ± 1.0	7.3 ± 1.2	5.2 ± 0.6	4.1 ± 1.4	5.6 ± 0.9

Bu deneylerde iki farklı yenilme şekli gözlenmiştir. Birincisinde; yenilme deneyin amacına uygun olarak, iki yükleme noktasından geçen

düzlem boyunca oluşmuştur. Bu tip yenilme, kumtaşlarında bütün konum açılarında, silttaşlarında ise yalnızca 0° ve 90° 'lik konum açılarında görülmüştür. Ancak, muhtemel yenilme düzleminin tabakalanma düzlemine paralel olarak oluştuğu silttaşlarında, 0° ve 90° 'den farklı bütün konum açılarında, yenilme düzlemi yükleme noktalarından geçmemektedir. Bu durumda sonuçların kayaçların dolaylı çekme dayanımını güvenli olarak temsil etmeyeceği söylenebilir (Şekil 3).



Şekil 3. Silttaşlarına uygulanan dolaylı çekme deneyleri test sonuçları (Çolak 1998).

Zayıf tabakalanma düzlemleri içeren silttaşlarında, 0° ve 90° 'den farklı açılarla yükleme yapıldığında, örnekler, bu düzlemler boyunca meydana gelen kayma sonucu yenilmektedir. Elde edilen değer kaya malzemesinin minimum dayanımını temsil etmektedir. Bu özelliği ile anizotropinin değerlendirilmesinde kullanılabilir. Ancak, dolaylı çekme dayanımı değerlerini temsil etmemektedirler.

3 SAYISAL GERİLME ÇÖZÜMLEMELERİ

Çalışmanın bu kısmı iki aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamada, disk örneği üzerinde oluşan gerilmelerin, anizotropiklik derecesi ve konum açısı ile değişimi araştırılmıştır. Bu amaçla elastik model ve düzlemsel izotropik model kullanılmıştır. İkinci aşamada ise disk örneğinde oluşan plastik deformasyonlar, düzenli eklem modeli (ubiquitous joint) kullanılarak incelenmiştir.

Sayısal çözümlemelerde FLAC^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (ITASCA 1995), sonlu farklar programı kullanılarak çözümlemeler yapılmıştır. Dolaylı çekme dayanımı deneyinde kullanılan, 54 mm çapındaki disk şeklindeki örnekte, hem merkezde oluşan gerilmelerin büyüklüğünü

hem de gerilmelerin dağılımını belirlemek amacı ile, alt ve üstteki tepe noktalarından, merkezi gören yaklaşık 10°'lik bir yay boyunca basınç uygulanmıştır. Çözümleme için 51x51'lik bir sonlu farklar ağı oluşturulmuştur.

3.1 Elastik modeller ile gerilme çözümlemesi

3.1.1 Elastik-izotropik model

Kaya malzemesinin dayanım parametreleri olarak; Young modülü 10 GPa, Poisson oranı 0.3 alınmış ve kayma modülü de 3.85 GPa olarak hesaplanmıştır. Bu koşullarda disk örneği üzerinde oluşan en büyük (σ_1) asal gerilmelerin dağılımı Şekil 4.a'da gösterilmiştir.

Analiz sonuçlarına göre, gerilmeler hem yatay hem de düşey eksene göre simetri göstermektedirler. Örnek yüzeyine 20 MPa'lık basınç uygulanması durumunda, disk örneğinin alt ve üst yükleme alanlarına yakın bölgelerde basınç gerilmeleri meydana gelirken, örneğin merkezinde 2.24 MPa'lık σ_1 (basınç gerilmesi) ve 0.74 MPa'lık σ_3 (çekme gerilmesi) oluşturmaktadır. Elastik çözümlemede disk örneğinin merkezinde elde edilen σ_1/σ_3 oranı 3.027'dir.

3.1.2 Düzlemsel izotropik model

Anizotropiklik derecesinin, gerilme dağılımları ve büyüklükleri üzerindeki etkisini belirlemek amacı ile oluşturulan bu modelde, üç farklı E_1/E_2 oranı kullanılmıştır. Ayrıca, her bir anizotropiklik oranında, anizotropi düzleminin yatay ile yaptığı açı 0°, 30°, 45°, 60° ve 90° olacak şekilde değiştirilerek çözümlemeler tekrarlanmıştır. Böylece, anizotropi düzleminin konumunun gerilmeler üzerindeki etkisi belirlenmeye çalışılmıştır. Tipik kayaç örneğinin dayanım parametreleri, $E_2=10$ GPa, $\nu_1=0.25$ ve $\nu_2=0.3$ olarak seçilmiştir. Seçilen bu değerlere göre, $G_2 = 3.84$ olarak hesaplanmıştır. E_1 'in değeri ise 12.5, 25.0 ve 50.0 GPa seçilerek, anizotropiklik derecesinin sırası ile 1.25, 2.5 ve 5.0 olması sağlanmıştır. Çözümleme sonuçlarına göre, her bir anizotropiklik derecesi ve konum açısında, örnek merkezinde elde edilen σ_1 ve σ_3 değerleri Çizelge 2'de, sunulmuştur.

Çözümlemelerde ilk olarak, düşük anizotropiklik derecesi ($E_1/E_2=1.25$) için modelleme yapılmıştır. $\beta=0^\circ$ 'de elde edilen sonuçlar elastik izotropik model çözümlerine benzerlik göstermektedir. Burada elastik-izotropik ortamdakine benzer olarak hem yatay hem de düşey eksene göre simetri görülmektedir.

$\beta=30^\circ$ ve 45° de elde edilen gerilme oranları diğerlerine göre az da olsa düşüktür. $\beta=60^\circ$

durumunda ise gerilme dağılımları simetriden sapma göstermektedir. $\beta=90^\circ$ olduğu durumda gerilme oranı 3.77 gibi yüksek bir değer vermektedir. E_1/E_2 oranının 2.5 ve 5.0 olması durumunda, en düşük σ_1/σ_3 oranı $\beta=45^\circ$ 'de, en yüksek oran ise $\beta=90^\circ$ 'de elde edilmektedir. Oranlar anizotropikliğin artması ile büyümektedir. Yine, $\beta=30^\circ$, 45° ve 60° 'de simetriden sapmalar vardır ve bu sapma miktarı da anizotropi oranı ile artmaktadır.

Çizelge 2. Değişik anizotropi oranlarında asal gerilmelerin değişimi.

	$E_1/E_2=1.25$			$E_1/E_2=2.5$			$E_1/E_2=5.0$		
β (°)	σ_1^*	σ_3^*	σ_1/σ_3	σ_1	σ_3	σ_1/σ_3	σ_1	σ_3	σ_1/σ_3
0	2.21	0.75	2.95	2.14	0.74	2.89	2.22	0.69	3.22
30	2.13	0.78	2.73	1.93	0.85	2.27	1.82	0.88	2.07
45	2.13	0.78	2.73	1.91	0.87	2.20	1.71	0.96	1.78
60	2.23	0.74	3.01	2.11	0.77	2.74	1.86	0.87	2.14
90	2.49	0.66	3.77	3.25	0.48	6.77	4.26	0.35	12.2

Çizelge 2'de verilen değerler, anizotropi düzleminin konumundaki değişimin, disk şeklindeki örneğin merkezinde oluşan gerilmelerin büyüklüğünü ve oluşan gerilmelerin dağılımını değiştirdiğini göstermektedir. Anizotropikliğin artması ile gerilmelerdeki değişim daha fazla hissedilmektedir (Şek. 4 b,c,d). Bu çözümlemeler, anizotropik kayaçların çekme dayanımının belirlenmesinde, dolaylı çekme dayanımı deneyinin kullanılmasında dikkatli olunması gerektiğini ortaya koymaktadır.

3.2 Elasto-plastik model ile deformasyon analizi

Yukarıda belirtilen çalışmalara ilave olarak, disk örneğinde oluşan yenilme şeklini belirlemek amacı ile düzenli eklem (ubiquitous joint) modeli kullanarak çözümlemeler yapılmıştır. Böylece, anizotropi düzleminin konumunun değişimi ile oluşan yenilme şekli incelenmiştir. Bu çözümlemelerde, her bir konum açısında, disk örneğine farklı seviyelerde kademeli basınç uygulanmıştır. Bunun nedeni; bazı konum açılarında yüksek gerilme seviyelerinde yenilme oluşurken, bazı konum açılarında ise çok daha düşük gerilme seviyelerinde yenilme oluşmasıdır. Örnek üzerinde yenilme oluşması durumunda, yenilme anındaki gerilme dağılımını belirlemek mümkün olmadığı

için, her bir konumda yenilme başlangıcını belirleyecek kadar gerilme uygulanmıştır. Böylece, örnek içindeki gerilme dağılımı belirlendikten sonra, uygulanan basınç seviyesi artırılarak yenilme oluşması sağlanmıştır. Çözümlemelerde kullanılan diğer veriler aşağıdaki gibidir.

Kayaç için;

$G = 8.3 \text{ GPa}$, $K = 11 \text{ GPa}$, $d = 2600 \text{ kg/m}^3$,

$\phi_{(\text{kayaç})} = 35^\circ$, $c_{(\text{kayaç})} = 15 \text{ MPa}$, $\sigma_{t(\text{kayaç})} = 10 \text{ MPa}$,

Eklem için;

$\phi_{(\text{eklem})} = 25^\circ$, $c_{(\text{eklem})} = 4 \text{ MPa}$, $\sigma_{t(\text{eklem})} = 2 \text{ MPa}$

Bu model ile, kayaç içinde meydana gelen yenilme bölgesi ve en yüksek asal gerilmenin, anizotropi düzleminin konumu ile değişimi belirlenmiştir. Bu çözümlemeye göre; uygulanan basınç seviyesinde, $\beta=0^\circ$ olması durumunda düşük gerilme seviyelerinde kayaçta yalnızca yükleme bölgesinde elastik deformasyonlar oluşurken uygulanan gerilmenin artırılması ile örnek içinde, düşey çap boyunca yenilme hattı oluşmaktadır. Yenilme öncesinde örnekte oluşan gerilme dağılımı ve yenilme şekli Şekil 5 a ve b' gösterilmiştir.

Şekil 5.a'ya göre, örnekte oluşan en büyük asal gerilme dağılımı simetri göstermektedir. Şekil 5.b'de ise, deneyin amacına uygun olarak düşey çap boyunca çekme yenilmesinin oluştuğu gözlenmektedir. β 'nın 30° olması durumunda, basınç gerilmeleri, anizotropi düzleminin normal yönünde gelişme göstermektedir.

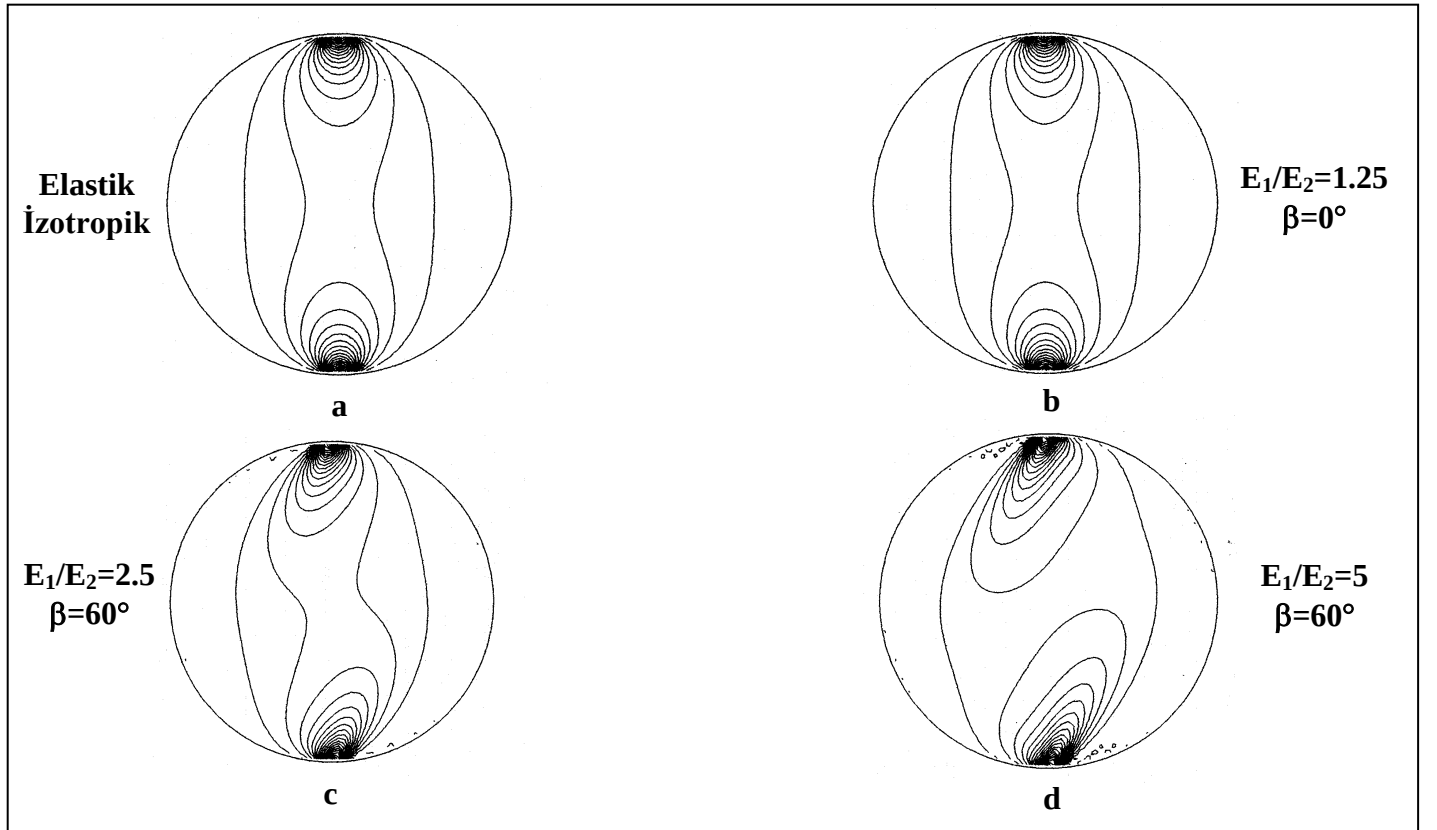
Tabakalanmaya paralel yönde ise gerilmeler daha kısa mesafede sıfıra düşmektedir (Şek. 5.c). Yenilme, örneğin merkezinde başlayan ve bölgesel olarak düşeye yakın çap boyunca gelişen eklem üzerinde kayma şeklinde tanımlanabilir (Şek. 5.d).

β 'nın 45° olması durumunda, tabakalanmaya hem dik hem de paralel yönde yaklaşık aynı büyüklükte gerilmeler oluşmaktadır. Bu durumda yenilme bölgesinin genişliği artmakta fakat yenilme yine $\beta=30^\circ$ 'deki gibi olmaktadır.

β 'nın 60° olduğu durumda, basınç gerilmeleri, tabakalanmaya paralel yönde artma göstermekte ve eklem üzerinde kayma hareketinin oluştuğu bölgenin genişliği daha da artmaktadır (Şek. 5.e ve f).

$\beta=90^\circ$ olması durumunda ise, uygulanan gerilme seviyesine bağlı olarak, yenilme, örneğin düşey çapı boyunca gelişmektedir. Yenilme, merkezde eklem üzerinde kayma, alt ve üst noktalara doğru çekme şeklinde kendini göstermektedir. Bu konumda örnekte oluşan gerilme dağılımı ve yenilme şekli Şekil 4.g a ve h'de gösterilmiştir.

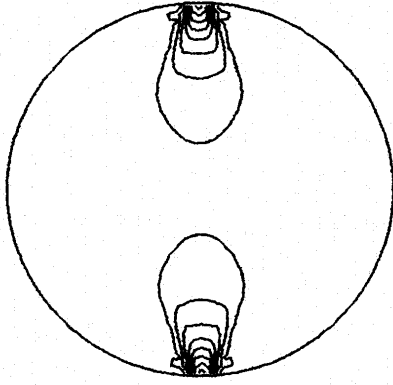
Bray'e göre düzlemsel izotropinin geçerli olduğu yarı sonsuz bir ortamda, noktasal yükün oluşturduğu elastik gerilme dağılımları Şekil 6'da verilmektedir (Goodman 1989). Bray'in çözümü elastik yarı sonsuz ortam için olmasına karşın, disk şeklindeki, sınırlı bir ortam için yapılan düzlemsel izotropik çözümlerden elde edilen sonuçlar ile oldukça uyumlu olduğu görülmektedir.



Şekil 4. Elastik ve düzlemsel anizotropik örneklerde yükleme sonucu oluşan en büyük asal gerilme (σ_1) dağılımı

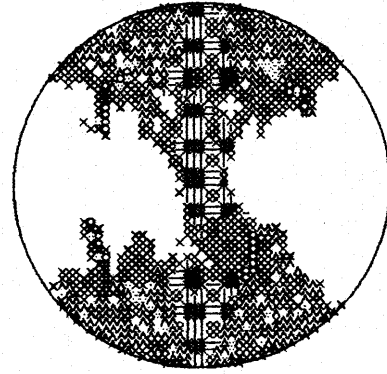
En Büyük Asal Gerilme (σ_1) Dağılımı

Yenilme Bölgesinin Gelişimi

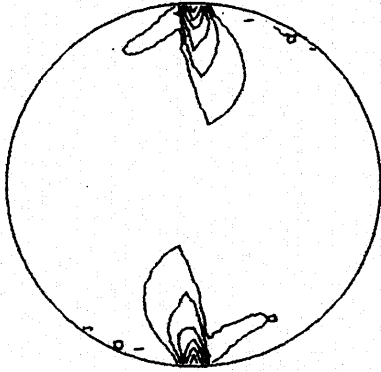


a

$\beta = 0^\circ$

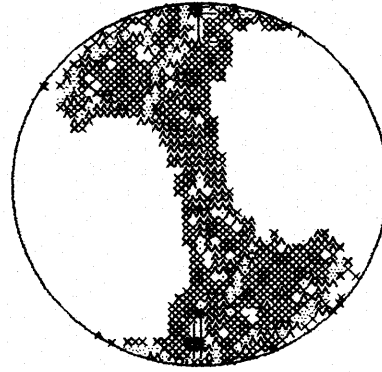


b

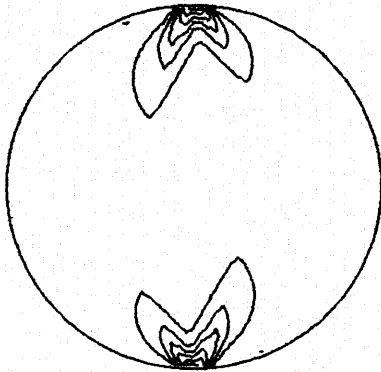


c

$\beta = 30^\circ$

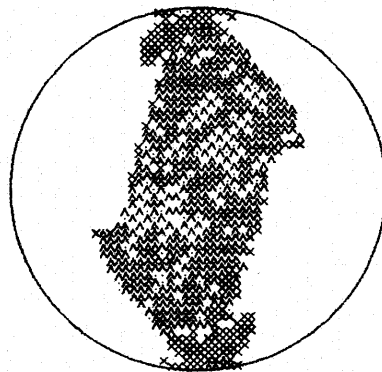


d

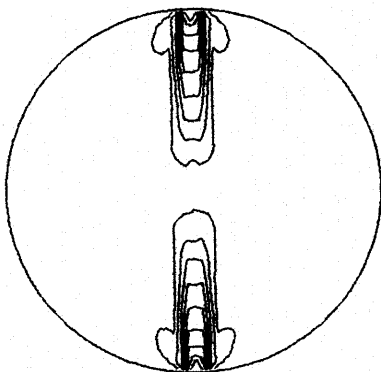


e

$\beta = 60^\circ$

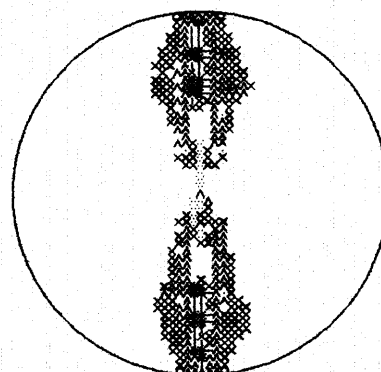


f



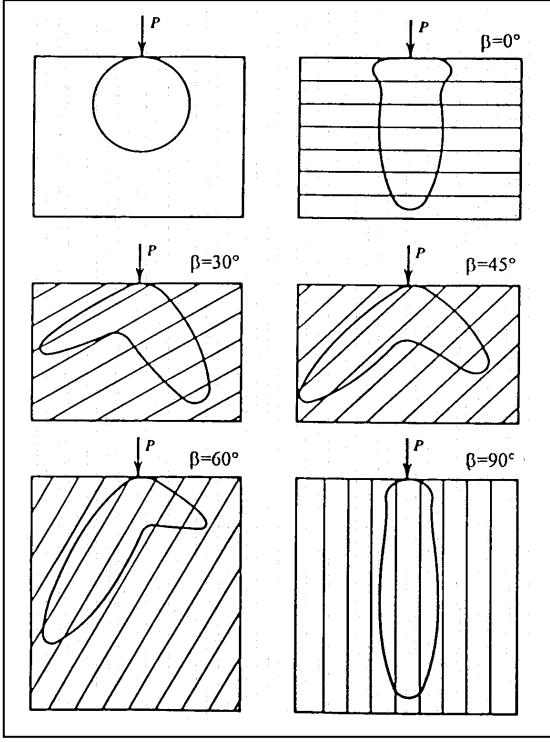
g

$\beta = 90^\circ$



h

Şekil 5. Elasto-plastik çözümlemeler sonucu elde edilen en büyük asal gerilmelerin ve yenilen elemanların dağılımı.



Şekil 6. Yarı sonsuz bir anizotropik ortamda noktasal yükün oluşturduğu asal gerilme dağılımı (Goodman 1989).

4 SONUÇLAR

Gelişigüzel doğrultularda alınmış karot örnekleri üzerinde yapılacak dolaylı çekme dayanımı deneylerinin, dayanım anizotropisi gösteren tortul kayaçların çekme dayanımlarını hatalı olarak yansıttığı yapılan laboratuvar ve sayısal modelleme çalışmalarının sonuçlarıyla ortaya koyulmuştur.

Bu nedenle, dolaylı çekme dayanımı deney yöntemi, orta ve yüksek dayanım anizotropisi gösteren tortul kayaçların çekme dayanımlarının belirlenmesinde kullanılırken dikkatli olunması gerekmektedir. Aksi takdirde elde edilen değerler çekme dayanımı değerlerinden çok en kritik düzlem boyunca oluşacak kayma dayanımı değerini verecektir.

5 KAYNAKLAR

- Barla, G. & Innaurato, N. 1973. Indirect tensile testing of anisotropic rocks. *Rock Mechanics*, 5: 312-320.
- Chen, C., Pan, E. & Amadei, B. 1996. Evaluation of properties of anisotropic rocks using Brazilian tests. *Rock Mechanics*. 1651-1658.
- Çolak, K. 1998. *Zonguldak havzası kömür çevre kayaçlarının dayanım ve deformasyon anizotropisinin incelenmesi*, Doktora tezi, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, 214 s.
- Itasca 1995. *FLAC^{2D}-Fast Lagrangian Analysis of Continua (Version 3.30)*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Goodman, R. E. 1989. *Introduction to Rock Mechanics*, 2nd edn., New York: John Wiley & Sons, 562 pp.
- Hondros, G. 1959. The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) strength tests with particular reference to concrete, *Aust. J. Appl. Sci.*, 10: 243-268.
- Hudson, J.A. 1969. Tensile strength and the ring test, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 6: 91-97
- ISRM 1978. Suggested methods for determining tensile strength of rock materials., *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 15: 99-103.
- Orr, D.M.F. 1981. Single plane of weakness theory applied in tensile stress field. Technical note. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 18: 529-530.
- Pells, P.J.N. 1993. Uniaxial strength testing. *Comprehensive rock engineering*. J.A. Hudson (ed.), London: Pergamon, 3: 67-85.

Systematic laboratory testing methodology of FRP rockbolt materials

S.A. Zugail

Department of Petroleum Engineering, King Fahd University of Petroleum and Minerals, KSA

R.J. Fowell

Department of Mining and Mineral Engineering, University of Leeds, UK

ABSTRACT: Fibre Reinforced Plastic (FRP) rockbolts are relatively new products that have been introduced recently in UK coal mines as ground reinforcing elements. The existing rockbolt testing procedures were developed mainly for steel rockbolts, therefore a modified testing scheme specifically for Glass Fibre Reinforced Plastic (GFRP) rockbolts has been developed for these materials. The most important characterisation tests are described. The test results are used to determine whether a particular FRP rockbolt material is suitable for use as part of a ground reinforcing system.

1 INTRODUCTION

Fibre reinforced plastic (FRP) rockbolts were first introduced to coal mining operations to meet the demands for higher development and mining rates, safety, mining under difficult conditions and cuttability requirements. Compared with steel, FRP rockbolts offer the advantages of light weight, high tensile strength, durability and resistance to corrosion.

In order to determine whether FRP rockbolts are suitable for field applications and to confirm the manufacturer's specifications, their physical and mechanical properties should be tested. Such tests exist for steel rockbolts but due to the differences in the materials, modified or new tests had to be developed.

In addition, the testing procedures available in the literature Benmokrane et al, 1996, Furniss et al, 1997, Conley et al, 1992 for FRP rockbolt materials are in the main non-standardised and laboratory specific, and in some cases not all relevant test details are provided which makes the tests difficult to reproduce. This can lead to invalid or questionable comparisons being made between tests that purport to measure the same rockbolt material property. Therefore, this paper presents a series of tests for FRP rockbolts that may be used as a standard way of determining their properties.

Tests for the rockbolt material are presented. Actual test values are given in the paper for three different FRP rockbolt types which are labelled A, B and C, see Figure 1, and the Advanced Technology

(AT) steel rockbolt which is being used extensively in the UK.

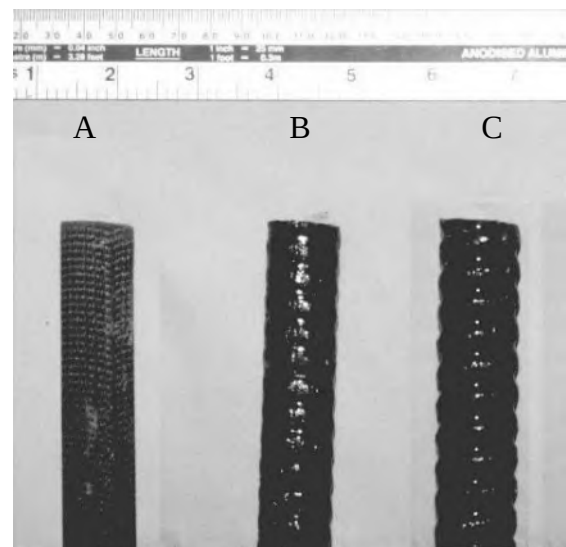


Figure 1. The different types of FRP rockbolts under investigation.

2 PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF FRP ROCKBOLT MATERIAL

2.1 Physical Properties

Several physical properties are detailed below. It was found necessary to modify only one of the existing physical property tests. An alternative durability test is introduced since no durability test specifically for FRP rockbolt material exists.

Loss on Ignition Test

This test is used to determine the glass fibre content by volume of a FRP rockbolt material. Two general standards are published in the literature: British Standards Institution⁴ (BS 2782: Part 10: Method 1002) and ASTM⁵ (D 2584).

In carrying out this test on FRP rockbolt materials based upon the British Standard, it was found that the suggested standard ignition temperature of 625 ± 20 °C was too low to obtain the recommended minimum difference in mass of 1 mg between two successive weighings; even over a period of three days. Experiment revealed that a higher temperature of 800 ± 20 °C was necessary to achieve this mass difference when testing FRP rockbolt materials.

The new temperature allowed the test to be completed within one hour, and on visual inspection of the residue, without damaging the glass fibre.

Table 1. Properties of the different rockbolts under investigation.

Property	FRP type A	FRP type B	FRP type C	AT steel ⁷
Diameter (mm)	22	22	24	22
Density (g/cm ³)	2.06	2.08	2.05	7.85
Weight (kg/m)	0.79	0.79	0.93	2.80
Average Fibre Content by mass (%)	83.46	81.25	81.26	—
Average Fibre Content by Volume (%)	65.62	64.50	63.58	—
Transverse Shear Strength (MPa)	299	337	406	695
Tensile Strength (MPa)	931	990	948	850
Flexural Strength (MPa)	592	843	787	—
Modulus of Elasticity in Flexure (GPa)	44.8	42.4	32.6	—
Interlaminar Shear Strength (MPa)	12.3	17.6	16.4	—
Maximum Calculated Torque (Nm)	25.7	36.8	44.5	924
Modulus of Elasticity in Compression (Gpa).	36	33	40	210
Modulus of Elasticity in Tension (GPa)	56	—	—	210
Poisson's Ratio in Compression.	0.28	0.27	0.30	0.30
Poisson's Ratio in Tension	0.29	—	—	0.30
Failure Load of Threaded End (kN), (double nut)	65 (110)	—	186	295

By plotting the glass fibre content against the rockbolt tensile strength, Figure 2 was obtained. The data indicate that to obtain the equivalent tensile strength as steel rockbolts, FRP rockbolts should consist of at least

The fibre content by volume was calculated using the following relationship⁶:

$$V_f = \frac{W_f / \rho_f}{W_c / \rho_c} \times 100\% \quad (1)$$

where:

V_f = Percentage of glass fibre content by volume (%)

W_c = Weight of composite rockbolt sample (g)

W_f = Weight of glass fibres (g)

P_f = Percentage of glass fibre content by weight (%)

ρ_f and ρ_c = Densities of fibre and composite bolt, respectively (g/cm³).

Alternatively, the percentage of glass fibre content by volume can be written as:

$$V_f = P_f \frac{\rho_c}{\rho_f} \quad (2)$$

60% glass fibre by volume. Consequently, the authors suggest that when testing the FRP material, 60% glass fibre by volume should be used as the benchmark of acceptability. Table 1 gives results for FRP rockbolt types A, B and C.

Durability Test

In certain circumstances rockbolts are prone to chemical attack from agents in the environment e.g. alkaline or acidic mine water. It is important therefore, where these environments are anticipated, to assess how the rockbolt's support/reinforcement properties will be affected over time. This is what is meant by durability.

There is no standard method of determining the durability of FRP rockbolts in harsh environments. In order to investigate the effect of an alkaline solution on the physical characteristics of FRP rockbolts, the following was adapted from the

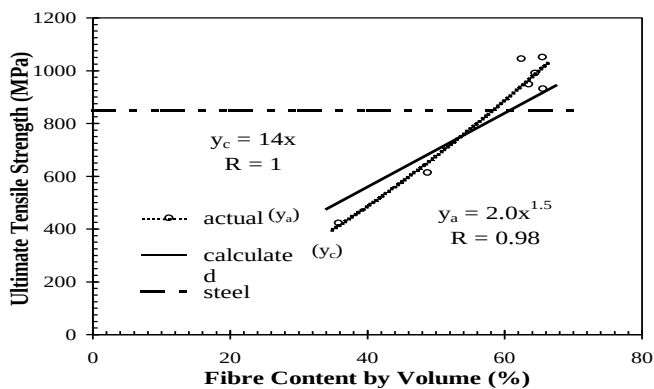


Figure 1. Ultimate tensile strength of FRP rockbolts versus fibre content. The horizontal line represents the ultimate tensile strength of AT steel rockbolts⁸.

methods of Watanabe⁹, Bishop and Cowley¹⁰ and Tannous and Saadatmanesh¹¹.

As a preliminary test, small specimens (15 mm long and at the original diameter) were immersed in a bath containing an alkaline solution (NaOH) of pH 13.0 and maintained at room temperature for 285 days. The initial weight of each specimen was first recorded. At specific time intervals, the specimens were removed from the alkali solution and allowed

to dry for 5 minutes. Each specimen was then placed on a balance and its weight was recorded to a 10^{-3} g accuracy. The weight change was taken as a measure of the rockbolt material's durability: a small change indicates high durability; a large change possible low durability. A typical set of results is given in Table 2 and Figure 3.

Table 2. Percentage gain in mass of the different FRP rockbolt specimens in a pH 13 NaOH solution at room temperature for up to 285 days.

Specimen	Average Moisture Content (% by weight) taken at specific time intervals (days)									
	0	5	10	15	30	40	60	120	180	285
A	0.0	0.63	0.85	0.92	1.33	1.32	1.46	1.53	1.58	1.61
B	0.0	0.07	0.10	0.07	0.15	0.16	0.18	0.26	0.39	0.46
C	0.0	0.01	0.04	0.06	0.13	0.11	0.17	0.11	0.21	0.22

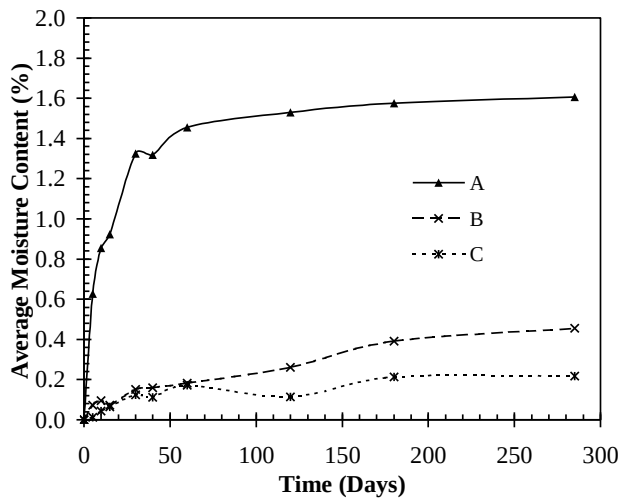


Figure 2. Trends of moisture content versus time for FRP rockbolt specimens.

From Figure 3, FRP material types B and C seem to have a high durability compared to type A. Most of the weight change occurs in the first 30 days for type A.

Ideally, the time over which the test is conducted should represent the working lifetime of the rockbolt. Moreover, it is recommended that the weight change be correlated to the tensile strength, cross laminar shear strength and stiffness of the rockbolt material since these are the fundamental properties which determine a rockbolt's suitability as a support. Unfortunately, this additional work could not be carried out due to time and resource limitations, and so is left for future research investigations.

Fire and Electrical Resistance Tests

Fire resistance is important since a rockbolt would be required to maintain its support capability in the event of a fire and extreme heat. A good example is the St Bernhard Tunnel in Switzerland¹² in which part of the tunnel collapsed after a fire.

A short-term fire test is given by the British Standards Institution¹³ in BS 7861 and all the rockbolt types tested by the authors satisfied the requirement of this test. However, this test does not determine a rockbolt's mechanical response to heat which is really what is required. A test to evaluate the effect of heat on the tensile strength of an FRP rockbolt is described by Chaallal and Benmokrane¹⁴.

In fireclay mines e.g. coal mines, where there is a possibility of igniting explosive gases e.g. methane, the generation of static electricity is a definite liability, hence rockbolts should have an anti-static property. This may be tested by BS 7861. Rockbolts A, B and C complied with the requirements of this test.

2.2 Mechanical Properties

Mechanical properties are measures of the rockbolt material's responses to certain applied forces.

Shear Strength

This refers to the transverse shear strength of the rockbolt i.e. across the fibre grain. In certain situations, rockbolts have to resist shear forces

due to lateral movement of the strata. BS 7861 specifies a test for the shear strength of the whole system (rockbolt and resin together). The authors, however, thought it expensive and considering that the shear strength of resin is low compared to FRP and that there is only a thin annulus of resin surrounding the rockbolt in the hole, it is postulated that determining the shear strength of the rockbolt material alone is sufficient. An alternative test is described.

Double shear test

If the rockbolt surface profile is irregular, a lathe or similar device may be needed for machining the FRP rockbolt specimen into a cylindrical shape with a diameter within 0.5 mm of the shear loading device diameter and length of approximately 100 mm. For regular profiles, the original diameter of the rockbolt should be used; usually this would be 22 mm. For other diameters, the bushing shown in Figure 4 should be made to fit. The test requirements and procedure are itemised as follows:

A testing machine capable of exerting compressive loads, recording the maximum load reached during a test and recording the load-displacement characteristic.

The testing machine should have the capability of displacement rate control such that a constant rate of 1.5 mm/min may be applied.

A device for applying a double shear force such as in Figure 4.

Measure the diameter of the cylindrical specimen with vernier callipers to the nearest 0.01 mm approximately where the shear loads will be applied.

Check that the length of the rockbolt specimen is approximately the length of the double shear device.

Mount the specimen and rig in the testing machine.

Carry out the test, setting the displacement rate at 1.5 mm/min.

Calculate the mean diameter of the rockbolt cylinder.

The cross-laminar shear strength is calculated from,

$$\tau_x = \frac{2.P}{\pi.d^2} \quad (3)$$

Where,

τ_x is the shear strength across the fibre grain (N/m²)

P is the maximum shear failure load (N)

d is the mean diameter of the specimen (m)

A valid double shear failure will be indicated on the shear load-deformation graph by a single peak only. If there are two peaks, single shear failure must be assumed and the calculation of the shear strength is carried out by taking an average of the two peak

loads and dividing by the cross-sectional area of the rockbolt as given in equation 4.

$$\tau_x = \frac{4.P_{mean}}{\pi.d^2} \quad (4)$$

Results for rockbolt types A, B and C are given in

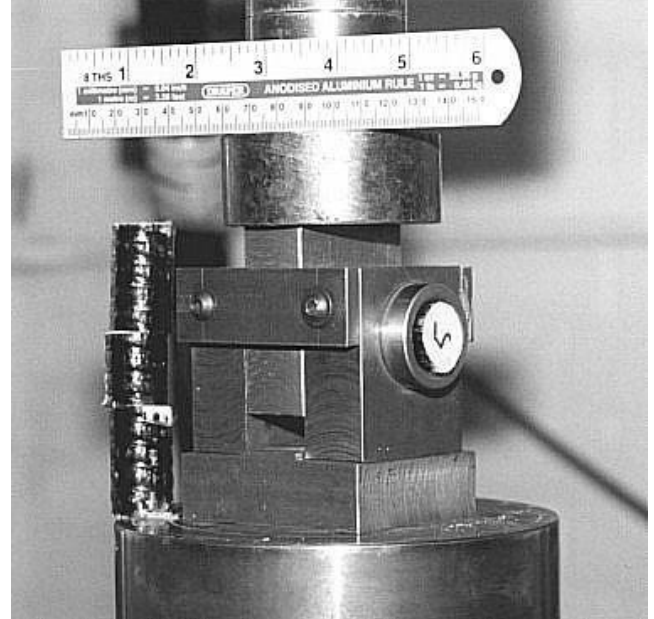


Table 1. Furniss et al's² shear strength result using

Figure 3. Double shear test arrangement.

BS 7861 for a similar material to type A, is close to that obtained from the double shear test viz. 326 MPa compared to 299 MPa.

The transverse shear strength of AT steel rockbolts is 695 MPa⁷ which is significantly greater than for FRP rockbolts. Therefore when designing FRP rockbolt systems, their lower transverse shear strength should be taken into account⁸. A lower transverse shear strength is not necessarily a disadvantage since it allows cutting machines to cut through FRP rockbolts without causing damage or risk of frictional ignition or lost operational time. On the other hand, steel rockbolts would have to be extracted in advance of the cutting machine excavating in that particular area, which adds to the expense of the operation.

Interlaminar shear strength

This is the shear strength along the grain or the longitudinal axis of an FRP rockbolt. A low value of interlaminar shear strength may cause an FRP rockbolt to fail by shearing along the fibres of the rockbolt itself. If this occurs during pullout testing, current practice is to reject the rockbolt as unsuitable.

BS 2782-10:Method 1008D¹⁵ was used to test rockbolts A, B and C. The results are given in Table 1.

This property may be used as a design parameter in the new modified tensile strength test detailed below.

Tensile Strength

Tensile strength is one of the most important rockbolt properties because it represents the maximum pullout strength theoretically achievable. It was found that existing tests gave very conservative tensile strengths when compared to the results extrapolated from the double embedment test². Therefore, a new test was developed based upon the concept of the dumbbell test. The test requirements and procedure are itemised as follows:

A lathe or similar device for machining the FRP rockbolt specimen into a dumbbell shape with the dimensions specified in Figure 5.

A device to securely hold the dumbbell specimen and attach it to the working parts of a testing machine such that the dumbbell experiences a direct tensile load along its longitudinal axis without torsion or bending, see Figure 6.

The testing machine used should have the capability of displacement rate control such that a constant rate of 2 mm/min until failure may be applied.

Measure the diameter of the narrowest section, d , of the tapered dumbbell to the nearest 0.01 mm, refer to Figure 5.

Check that the gauge length, g , is within the range $4d < g < 10d$ using a rule.

Check that the lengths of the shoulders, L , are adequate to ensure failure occurs within the gauge section (Equation A).

Mount the dumbbell in the testing machine.

Carry out the test, setting the displacement rate at 2 mm/min.

The length of the shouldered ends, L , used to hold the rockbolt piece during a test may be estimated from the following relationship:

$$L > \frac{d \cdot \sigma_t}{4\zeta} \quad (5)$$

Where,

σ_t is the tensile strength of the rockbolt (use 1 GN/m² as an estimate)

ζ is the interlaminar shear strength determined by BS 2782: Part 10: Method 1008D: 1996¹⁵ (use 15 MN/m² as an estimate)

This test determines σ_t so an estimate of 1 GN/m² may be used in calculating L . Otherwise, it may be determined from a preliminary test. Similarly for ζ ; an estimate is used based on previous average test results⁷. Therefore equation (A) reduces to,

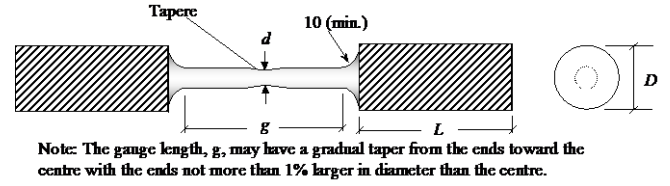
$$L > 16.7d \quad (6)$$

The direct tensile strength is calculated from,

$$\sigma_t = \frac{4P}{\pi \cdot d^2} \quad (7)$$

Where,

P is the maximum tensile failure load (N)



d is the narrowest diameter of the gauge section (m)

Figure 4. Dumbbell shaped FRP rockbolt specimens (all dimensions are in millimetres).

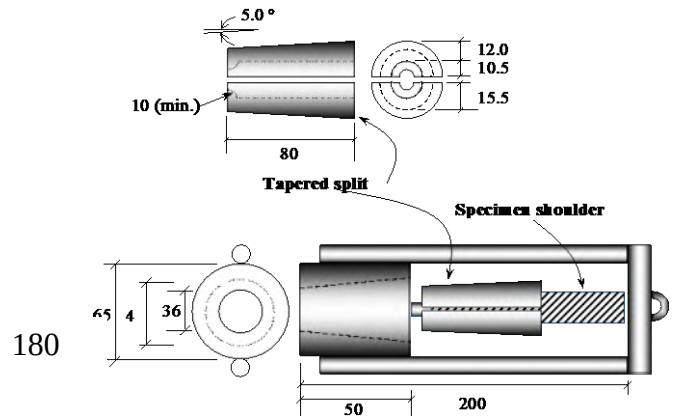


Figure 5. Solid clamping ring and stirrup system that can be used to hold the test specimen which can be connected to the testing machine through chains (all dimensions are in millimetres).

Results for rockbolts A, B and C are given earlier in Table 1. These values are consistent with the results obtained from the double embedment test carried out by the first authors⁸.

Flexural Strength

The flexural strength is the maximum surface stress in a bent beam at the instant of failure. The flexural strength should not be expected to be exactly the same as the strength measured in tension. On the contrary, it is always larger because the volume subjected to this maximum stress is small, and the probability of a large flaw lying in the highly stressed region is also small. In the direct tensile test all flaws see the maximum stress¹⁶.

Because of the test simplicity and economy, the flexural strength is used for inspection, quality control and to define material properties. The test is covered by the British Standard¹⁷ for determination of flexural strength of rods made of roving-reinforced resin, BS 2782: Part 10: Method 1008B.

When the test is used with composite laminates, the test measures flexural properties rather than material properties and a good test for material

mechanical properties should ideally have a single, uniform stress component in the gauge section, especially when strength values are required¹⁶.

Before conducting this test, the FRP rockbolts should meet the glass fibre content requirement of $65\% \pm 3\%$ by mass. This stipulation by the British Standard was made as a quality control for FRP rod manufacturers and is verified by the loss on ignition test described earlier.

The test was carried out on rockbolt types A, B and C. The flexural strengths calculated are listed in Table 1. The failure mode observed was interlaminar shear failure rather than the failure of the outermost fibres, see Figure 7, which supports the idea that with laminated composite materials pure flexural material properties are not being measured.

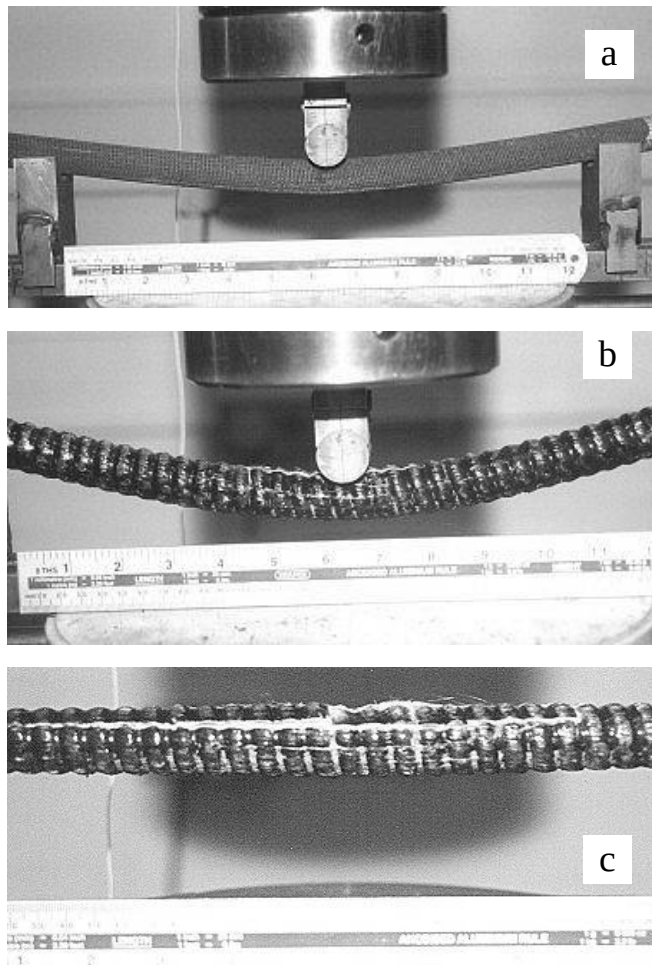


Figure 6. Flexural test carried out on FRP rockbolts; (a) type A, (b) type B and (c) type C with interlaminar shear failure.

The mode of failure in flexural tests is strongly dependent on the span-to-diameter ratio (S/d) sometimes referred to as the aspect ratio. The interlaminar shear observed in the present tests, however, is a characteristic of short beams¹⁶. Thus it is proposed that the aspect ratio of 16 times the diameter which was set by the British Standard was not sufficient to produce the desired mode of failure and should be greater. Hence the actual flexural strength for types A, B and C rockbolts would probably be greater than those reported here.

Since composite materials are difficult to grip, researchers have attempted to use the flexural strength test to estimate the tensile strength². By measuring the flexural strength Furniss et al.² claimed that a good estimate of the tensile strength of a rockbolt was achieved from this simple procedure. The flexural strength obtained was 88% of the theoretical uniaxial tensile strength (920 MPa). However, only one rockbolt type was tested and as shown from the authors' work, the results for other rockbolt types did not show a close correlation, therefore, the authors conclude that the flexural strength should not be used to estimate the tensile strength of FRP rockbolts.

Elastic Modulus and Poisson's Ratio

The elastic moduli are principally used as input parameters for numerical modelling. They may be determined in tension, compression or flexure. The three different methods were followed and the values compared for parity, since if the three methods produced the same answer then the simplest method could be used.

There is no standard test method for determining the elastic modulus of pultruded fibre reinforced plastic rods, however, in the British Standards¹⁸, BS 2782: Part 10: Method 1005, the elastic modulus is calculated using the flexural strength and strain.

The tensile elastic modulus (E_t) and Poisson's ratio (ν_t) of type A FRP rockbolt were tested by instrumenting a bolt with a biaxial strain gauge (see Figure 8). One end of the bolt was embedded in a resin-filled hole drilled in a block of rock. The other end was threaded and was loaded in tension by means of a hollow ram. Gripping the threaded end was achieved by screwing a nut on top of a hollow spherical seat which was fitted to the piston of the hollow ram. Strain measurements (lateral and longitudinal) and loads were recorded at approximately 10 kN intervals. During tensile loading the bolt was only loaded to the limit of the threaded end (70 kN). The test produced a value of E_t of 55.8 GPa and ν_t of 0.29. The stress strain curves are shown in Figure 9.

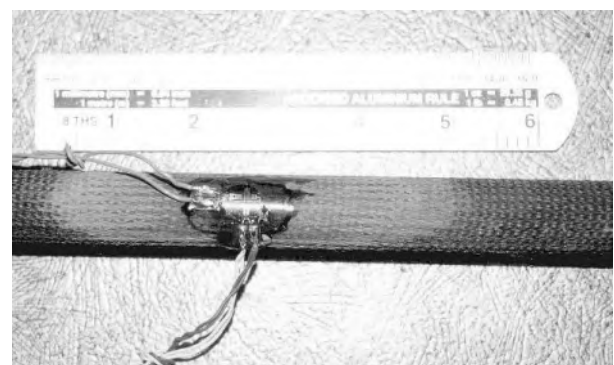


Figure 7. Rockbolt type A instrumented with a biaxial strain gauge.

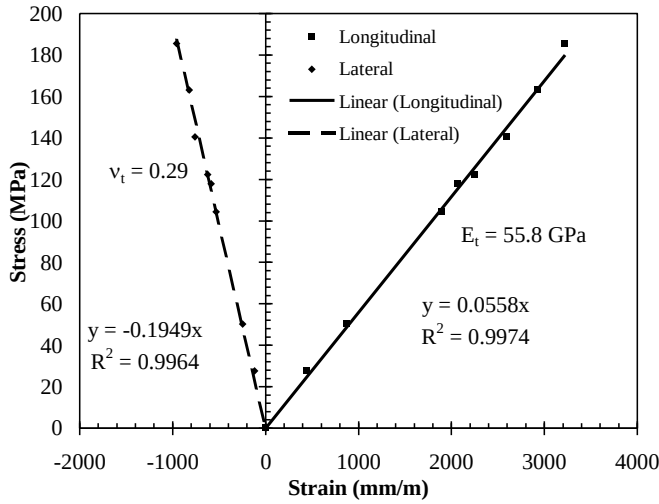


Figure 8. Stress strain curves for rockbolt type A and the corresponding elastic modulus (E_t) and Poisson's ratio (ν_t).

Biaxial strain gauges were used to determine the elastic moduli (E_c) and Poisson's ratios (ν_c) in compression, Figure 10. The specimens were machined so they had a smooth surface to glue the

strain gauges on. The ends of each sample were ground flat and smooth. An aspect ratio of 2:1 was employed. Each specimen was loaded up to 60 kN. The results are listed and compared in Table 1 and are shown in Figure 11.

For FRP rockbolt type A, the elastic modulus in tension was greater than the modulus in flexure which was greater than that in compression i.e. $E_t > E_f > E_c$. For rockbolt type B, $E_f > E_c$; and for type C, $E_c > E_f$. In the case of the Poisson's ratios, there is good agreement for type A.

The results indicate that the elastic moduli values are test dependent for FRP rockbolt materials. Therefore, if the moduli in tension are required for a numerical model, then the tensile test method should be used; similarly for the other cases.

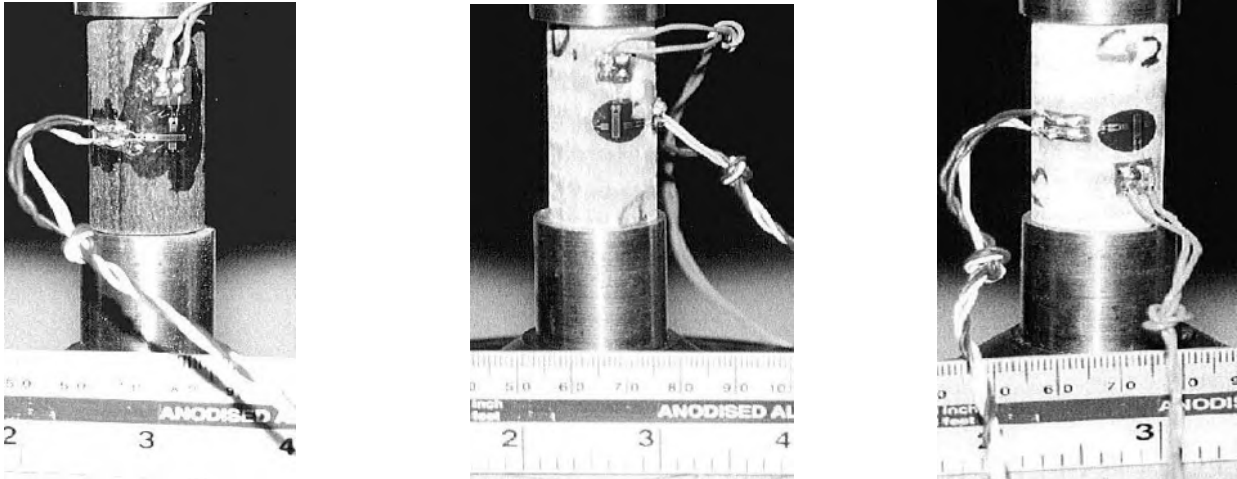


Figure 9. Biaxial strain gauge for Elastic Modulus and Poisson's Ratio tests on specimens from rockbolt types (1) A, (2) B and (3) C.

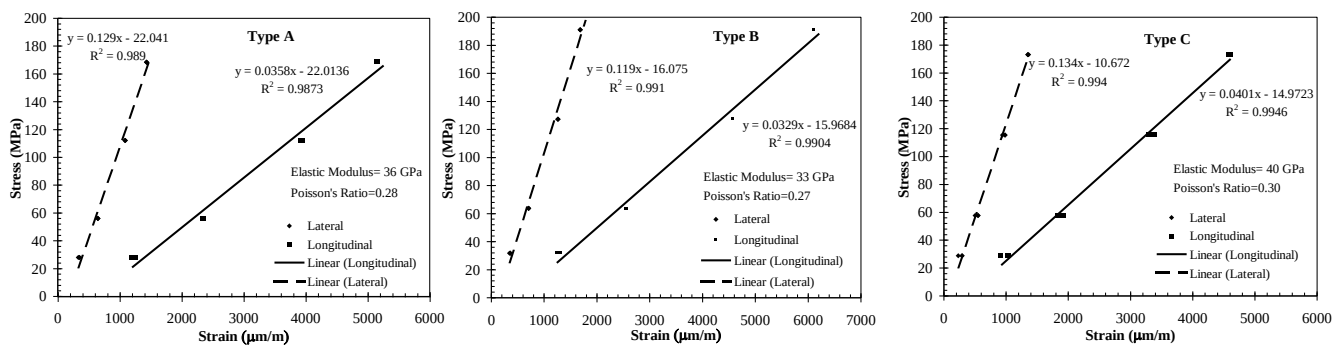


Figure 10. Elastic modulus and Poisson's ratio for the different FRP rockbolt samples in compression. Note: the lateral strains are actually negative values.

Torsional Strength

Torsional loading is a part of the installation process of rockbolts. The bolt is rotated for the manufacturer's recommended resin/grout mix time. In addition, if the FRP rockbolts are pre-tensioned then they may undergo torsion when the end nut is tightened against the faceplate. Therefore, it is necessary to test how and when the bolt will fail under torsion.

This test can be performed simply by applying a torque on one end of the FRP rockbolt specimen while holding the other end fixed. It is remarked that FRP rockbolts are made of unidirectional continuous fibres which make them weak in torsion.

Only a torque wrench is needed to conduct this experiment. A trial was made on a specimen of type A rockbolt. The specimen was held with a 300 mm length of resin encapsulation inside a hole drilled in a rock block. No special preparation is required. Since torque is a function of the turning force applied and its distance of application from the centre of motion, it is not affected by length of the samples. The length of the sample was chosen arbitrarily at 400 mm. Applying a torque to a nut on the threaded end proved difficult because the bolt kept bending. It is therefore suggested for future research that a couple rather than a torque be applied. In this case a modified torque meter would be required.

Another method adapted from Furniss et al.² by using a lathe to clamp one end of the bolt and applying torque on the threaded end, proved to be damaging to the integrity of the bolt. Depending on the clamping force the surface of the bolt might shear, crush or slip.

Instead, the permissible torque based upon the shear strength of the bolt was obtained from the relationship given below. The shear strength applicable in this context was the interlaminar shear strength obtained earlier. For circular bars the maximum shear stress on the outer surface is calculated by²⁰:

$$\tau_{\max} = \frac{Td}{2J} \quad (8)$$

$$J = \frac{\pi d^4}{32} \quad (9)$$

where:

$\tau_{\max}$ = Maximum shear stress at boundary (MPa)

T = Torque (N.mm)

J = Polar moment of inertia (mm⁴)

d = Rockbolt specimen diameter (mm).

Substituting for J in the above equation yields:

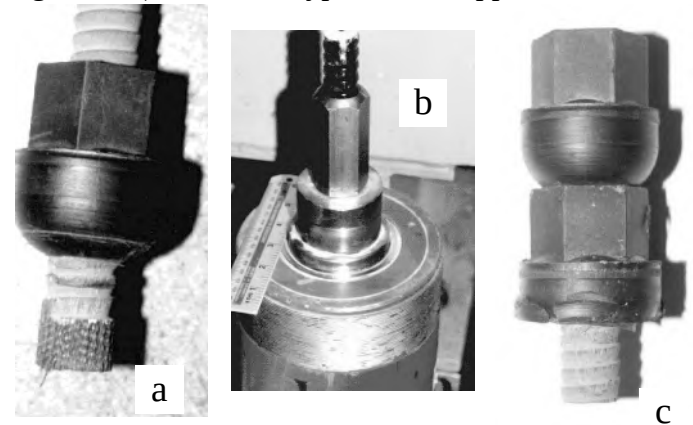
$$T = \frac{\pi d^3 \tau_{\max}}{16} \quad (10)$$

The averaged maximum torque for each type of bolt was calculated from the maximum interlaminar shear values and are shown in Table 1. The low values compared to steel are typical of FRP materials since they are governed by the lower of either the interlaminar shear strength or the transverse shear strength¹⁹. It is suggested though, from the results obtained previously, that the interlaminar shear strength is the governing factor. However, for rockbolt types B and C, the bolt surfaces are reinforced with a spiral pattern of fibres. This would have a confining effect on the unidirectional fibres running along the longitudinal axis of the bolt and hence their torsional strength would be expected to be higher than their corresponding interlaminar shear strength would indicate.

Threaded End Strength

Ideally, the strength of the threaded end should be designed at least to match the ultimate tensile strength of the rockbolt material itself. This is the case for AT rockbolts¹² but not presently for FRP rockbolts and accessories. The British Standard implies that a load of at least 50 kN should be sustained by the threaded end of an FRP rockbolt. In terms of a supporting load, 50 kN is low but this reflects a limitation of the current FRP rockbolt technology.

Two different types of threaded end were tested for maximum strength determination. The first type had a reverse buttress thread (type A bolt). A variety of nuts are available for this type of bolt but at the time of testing the 60 mm long 6 mm pitch plastic moulded nut was the one most used in the field (see Figure 12a), hence this was chosen for testing. The second type (bolt type C) was a rope type thread (22 mm pitch) tested with a 100 mm long steel nut (see Figure 12b). Rockbolt type B was supplied without a



threaded end which precluded testing.

The British Standard tests threaded ends by

Figure 112. Threaded end tested, (a) single plastic nut with type A FRP rockbolt, (b) steel nut with type C FRP rockbolt and (c) double plastic nut with type A FRP rockbolt.

applying a torque to the nut until failure and recording the maximum torque. The authors decided on a different procedure of exerting a direct quasi-static load to the nut to more closely model the tensile loading of the nut which is encountered in the field.

The procedure is as follows. The unthreaded end of the rockbolt was anchored. In this case, at least 300 mm of the unthreaded end of the rock was embedded into a rock sample (concrete blocks could be used) with a drillhole diameter of 30 mm and using the recommended resin grout to anchor the rockbolt. A 600 kN capacity hollow hydraulic cylinder was placed over the threaded end of the rockbolt and rested on the rock sample. The nut was screwed down the threaded end until it just touched a spherical seat which in turn rested on the top of the hydraulic cylinder. Thus the load on the nut was negligible. A potentiometer was located on the top side of the spherical seating to measure the displacement during loading. A calibrated pressure transducer was connected in circuit with the hydraulic system to measure the load. A hand pump was used to smoothly increase the load, and both load and displacement readings were taken at regular intervals until failure. Post failure readings were also taken where possible.

For the type A rockbolt, two tests using a single standard 60 mm plastic nut were carried out. The maximum load attained by the single nut averaged approximately 65 kN. In this case, failure was caused by stripping the thread of the plastic nut. Since the threaded end strength was low, a second set of tests were conducted using a double nut system. This time, the average failure load was 110 kN, an increase of around 70%. The twin nut failure mode was the lower nut compacting and crushing against the upper nut (see Figure 12c).

Figure 13 shows the load-displacement curves of both sets of tests. Evidently, the twin nut system is both stronger and stiffer, but to the authors' knowledge it is not used in current mining practice. Moreover, the failure curves exhibit a typical brittle failure characteristic even though the nuts are of a plastic material. The graphs suggest that the nuts will soon fail after only approximately 12 mm of displacement. A system that permits a greater degree of yielding may be required in some circumstances.

For rockbolt type C, two tests were carried out on the bolt head using the proprietary 100 mm long steel nut (Figure 12c). The end strength of each specimen was tested as before. During the test the breaking load of the bolt head was not reached. Instead, the embedded end of the bolt failed in both trials, therefore further tests would require a longer

embedment length as the anchor. The average maximum load attained by the nut was 186 kN. The load-deflection curves did not represent the deformation of the nut but represented the deformation of the embedded portion of the bolt (Figure 14). Although the nut system did not fail, the load attained of 186 kN is significantly greater than that for the A type rockbolt but the steel nut is not cuttable which would not be desirable in some applications.

For all cases the threaded end deformation graphs were corrected to subtract the elastic deformation of the free length of rockbolt.

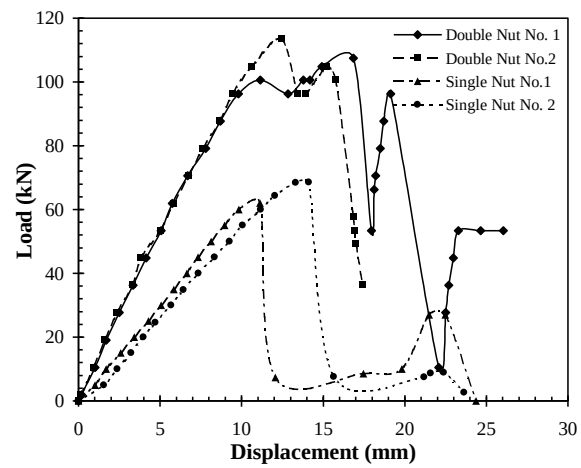


Figure 13. Load-deflection curves of threaded ends of type A rockbolt.

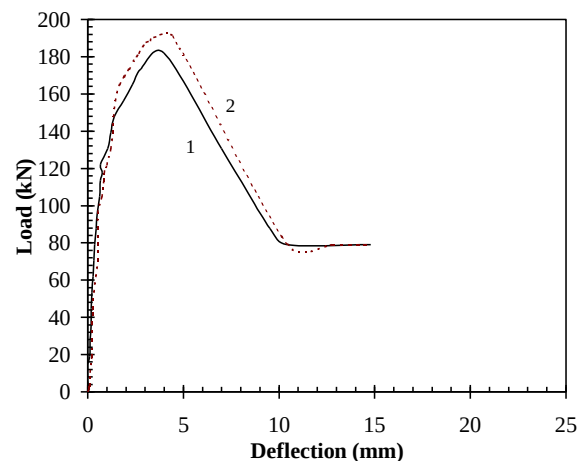


Figure 14. Performances of threaded end type C (failure of the threaded ends was not achieved).

Creep and Impact Tests

The creep and impact properties of FRP rockbolt materials has not been investigated by the authors at

the time of writing but potentially they are important factors.

Creep relates to the strain and hence support characteristic of an FRP rockbolt over time under a constant state of stress; the temperature is also a factor¹³.

Impact strength is important where explosives are to be used in the vicinity of FRP rockbolts.

2 CONCLUSIONS

The authors have established that a consistent series of testing procedures for FRP rockbolt material is not available in the literature. The testing research put forth in this paper has remedied this situation to a significant degree. Several points are highlighted.

- A higher ignition temperature than those previously suggested is needed for FRP rockbolt materials i.e. 800 ± 20 °C.
- A new shear strength test has been detailed for FRP rockbolt materials, which is quicker and cheaper than other existing tests. The test results show that the shear strengths of FRP materials are lower than that for steel. This corroborates the findings of other research in this field.
- A new direct tensile strength test has been developed for FRP rockbolt materials which ensures that tensile failure occurs within specified gauge length of the FRP rockbolt material rather than at fixing or gripping point. The results so far are consistent with those expected from double embedment pullout tests.
- By carrying out flexural strength tests according to the British Standard, it was found that the FRP rockbolts did not fail in flexure but due to inter-laminar shearing. The authors suggest that a longer span length might solve this invalid failure phenomenon.
- The elastic moduli of FRP materials are different when obtained in tension, compression and flexure. Since rockbolts are tensile reinforcing members, the elastic moduli should be determined under tensile forces. The Poisson's ratios were independent of the test type.
- When testing for the torsional strength it was found that applying a torque could be difficult due to bending of the rockbolt. It is recommended therefore, that a couple should be applied instead.
- The plastic nuts tested in the threaded end tests were much weaker than the steel nut. The authors point out though that this is a function of the nut and threaded end designs as well as the material properties themselves. In each, the

threaded end and nut strengths were weaker than the rockbolt material tensile strengths.

3 RECOMMENDATIONS

Many new developments have been presented in this paper but further work still needs to be undertaken as described in the text and below.

- Different FRP materials have different chemical absorption properties, however, to correlate this to rockbolt performance pullout tests under different chemical environments would have to be carried out.
- Ideally, the fire resistance of FRP rockbolts needs to be quantified in terms of their pullout strength or tensile strength i.e. whether exposure to a flame or heat reduces the pullout strength and by how much.
- Tests need to be developed to determine the creep and impact properties of FRP rockbolt materials.

4 ACKNOWLEDGEMENTS

This research was conducted in the Department of Lining and Mineral Engineering, University of Leeds. Grateful acknowledgement is given to the King Fahd University of Petroleum and Minerals (KFUPM) of the Kingdom of Saudi Arabia, for sponsoring the first author in this work.

Materials and technical information were freely contributed by several rockbolt manufacturers and mining industry personnel, and this is gratefully acknowledged by the authors.

5 REFERENCES

- Benmokrane, B. Xu, H. and Bellavance, E. (1996). Bond Strength of Cement Grouted Glass Fibre Reinforced Plastic (GFRP) Anchor Bolts. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, 33(5):455-465.
- Furniss, J. Reddish, D. and Adkins, G. (1997). *A Study of the Performance of Glass Fibre Rock Reinforcement Components*. The 16th International Conference on Ground Control in Mining, Peng, S. (Ed.), (1997. 5-7 Aug), West Virginia University Department of Mining Engineering, Morgantown, WV, USA, pp 1-18.
- Conley, N. and Priest, S. (1992). *Test Make the Case for "Plastic" Roof Bolts*. *Colliery Guardian*, 240(3):72-80.
- British Standards Institution, (1977b). BS 2782: Part 10. Glass Reinforced Plastics. Method 1002. *Determination of Loss on Ignition*. British Standards Institution, London, UK.

- ASTM. (1994b). D 2584 - 94, *Standard Test Method for Ignition Loss of Cured Reinforced Resins*. ASTM. Philadelphia, PA, USA.
- Agarwal, B. and Broutman, L. (1990). *Analysis and Performance of Fibre Composites*. (2nd ed.). John Wiley and Sons, New York, USA, 449p.
- Kent, F. L. (1996). *Factors Affecting the Stability of Reinforced Roadways in Coal Mines*. PhD. Thesis, University of Exeter, Exeter, UK, 339p.
- Zugail, S. A. (2001). *Properties and Performance of Bonded Fibre Reinforced Plastic (FRP) Rockbolt Systems*. PhD Thesis, Department of Mining and Mineral Engineering, University of Leeds, Leeds, UK, 294p.
- Watanabe, M. (1979). *Prediction of Leakage Life and Deterioration in Water for Fiberglass Reinforced Plastic Vessels*. Composite Materials: Testing and Design: 5th Conference. Tsai, S. (Ed.), New Orleans, LA. USA: (20-22 Mar 1978), ASTM Philadelphia, USA, pp 324-344.
- Bishop, T. and Cowley, T. (1996). Corrosion-Resistant of Fiberglass-Reinforced Plastic Composites for Chlorine Dioxide Environments: Third Report. *Tappi Journal*, 79(1):137-145.
- Tannous, F. and Saadatmanesh, H. (1999). Durability of AR Glass Fiber Reinforced Plastic Bars. *Journal of Composites for Construction*, 3(1):12-19.
- BBC News (2001). *New Crash Hits Swiss Tunnels*. [Internet] BBC News Online, UK. Available: < http://news.bbc.co.uk/1/hi/english/world/europe/newsid_1627000/1627793.stm > [Accessed 30 October 2001].
- British Standards Institution, (1996). BS 7861: Part 1. Strata Reinforcement Support System Components Used in Coal Mines: *Specification for Rockbolting*. British Standards Institution, London, UK.
- Chaallal, O. and Benmokrane, B. (1993). Physical and Mechanical Performance of an Innovative Glass-Fiber-Reinforced Plastic Rod for Concrete and Grouted Anchorages. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(2):254-268.
- British Standards Institution, (1996). BS 2782: Part 10. Textile-glass-reinforced plastics - Determination of mechanical properties on rods made of roving-reinforced resin. Method 1008D. *Determination of Apparent Interlaminar Shear Strength*. British Standards Institution, London, UK.
- Zweben, C. Smith, W. and Wardle, M. (1979). *Test Methods for Fiber Tensile Strength, Composite Flexural Modulus, and Properties of Fabric-Reinforced Laminates*. Composite Materials: Testing and Design: 5th Conference. Tsai, S. (Ed.), New Orleans, LA. USA: (20-22 Mar 1978), ASTM. Philadelphia, USA, pp 228-262.
- British Standards Institution, (1996b). BS 2782: Part 10. Textile-glass-reinforced plastics - Determination of mechanical properties on rods made of roving-reinforced resin. Method 1008B. *Determination of Flexural Strength*. British Standards Institution, London, UK.
- British Standards Institution, (1977a). BS 2782: Part 10. Glass Reinforced Plastic: Method 1005. *Determination of Flexural Properties; Three Point Method*. British Standards Institution, London, UK.
- Gere, J. and Timoshenko, S. (1995). *Mechanics of Materials*. (3rd ed.), Chapman and Hall, London, UK, 807p.

Donma-çözülme sürecinin Aksaray-Ihlara Vadisi'nde yüzeylenen Selime ignimbiritinin fiziksel ve mekanik özellikleri üzerine etkisi

Effects of freezing and thawing process on physical and mechanical properties of Selime ignimbrite outcrops in Aksaray-Ihlara Valley

A.Binal, K.E.Kasapoğlu

Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06532, Beytepe, Ankara

ÖZET: Ihlara Vadisi'nde yüzeylenen az kaynaklanmış Selime ignimbiriti, yüksek oranda gözenekliliğe sahip olması nedeniyle, yağışlı dönemlerde kolaylıkla doymun hale geçmekte ve ortam sıcaklığının 0°C'nin altına düşmesi sonucu da kayada mikro ve makro çatlaklar gelişmektedir. Laboratuvar ortamında, Selime ignimbiriti üzerinde donma-çözülmenin etkisini belirleyebilmek için, ilk önce taze kayacın, daha sonra her 5 donma-çözülme çevriminden sonra örneklerin fiziksel ve mekanik parametreleri belirlenmiştir. Arazi gözlemleri ve laboratuvar deneyleri verilerine göre Selime ignimbiriti üzerinde donma-çözülmenin, diğer fiziksel ayrışma türlerine göre daha fazla etkin olduğu sonucuna varılmıştır.

ABSTRACT: Poorly welded Selime ignimbrite, outcropping in Ihlara valley, easily becomes saturated because of its high porosity; and when the temperature of the medium drops below 0°C, some macro and micro fractures develop in it. In order to evaluate the effects of freezing and thawing on Selime ignimbrite, some physical and mechanical properties of it were determined in laboratory both on fresh rocks samples and also on the samples subjected to five consecutive cycles of freezing and thawing at the end of each cycle. Based on the field observations and the laboratory test it is concluded that freezing and thawing is more effective on Selime tuff as compared with the other physical weathering processes.

1 GİRİŞ

Aksaray ili sınırları içerisinde yeralan Ihlara Vadisi (Şek. 1), içinde barındırdığı mikroklima ve vadide yeralan tarihi eserler nedeniyle ülkemiz için önem taşıyan beldelerimizden biridir. Vadi tabanında yeralan Selime ignimbiriti içinde açılmış olan kiliseler ve antik mağaralar fiziksel ve kimyasal ayrışmadan etkilenmekte ve doğal yapılarını koruyamamaktadırlar.

Literatürde, Türkiye'de yüzeylenen ignimbiritlerin fiziksel ve mekanik özellikleriyle ilgili olarak yapılmış birçok çalışma yer almaktadır. Bu çalışmaların birkaçı şöyle sıralanabilir; Eskişehir-Yazılıkaya köyü civarında yeralan, ignimbiritler içinde açılmış tarihi eserlerin, fiziksel ayrışmadan etkilenmesi üzerine Binal, vd.,(1996;1997), Topal & Sözmen, (2000), gene aynı bölgede ignimbiritlerde blok devrilmeleri üzerine Ayday, (1993), ayrıca

Kapadokya bölgesinde, peribacalarının oluşumu ve ignimbiritlerin ayrışması üzerine Topal & Doyuran (1994; 1995; 1997), gene aynı bölgede ignimbiritlerin mekanik ve fiziksel özellikleri üzerine Erguvanlı & Yüzer (1977), Erdoğan (1989), tarafından çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmanın amacını ise donma çözülmenin, Selime ignimbiritinin görünür gözenekliliği (n), ağırlıkça su emmesi (A_s) geçirgenliği (k), suda dağılmaya karşı duraylılığı (Id_1 , Id_2) tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) ve makaslama parametreleri (c, ϕ°) üzerine etkisinin araştırılması oluşturmaktadır. Bu amaçla araziden alınan örnekler üzerinde, kayaların donma-çözülme deneyi standardına uygun olarak (ASTM D5312-90) laboratuvar ortamında deneyler gerçekleştirilmiştir.



Şekil 1.Çalışma alanı yerbulduru haritası

2 JEOLojİ

Çalışma sahası içinde üç farklı volkanosedimanter birim ayırtlanmıştır (Şek. 2). Bunlar sırasıyla Selime ignimbiriti, Kızılkaya ignimbiriti ve Hasandağı kül formasyonudur. Çalışma sahasından getirilen örneklerden hazırlanan ince kesitler üzerinde yapılan mikroskopik çalışmalarda, Selime ignimbiritinin, matrisinin vitritik olduğu görülmüştür. Kayacın mineralojik bileşimini ise plajiyoklaz, kuvars, biyotit, piroksen, hornblend mineralleri ve opak mineral “fenokristalleri” oluşturmaktadır. Kayaç bol miktarda pomza parçaçıkları da içermektedir.

Kızılkaya ignimbiriti, çalışma sahası dışında da geniş bir alan kaplamaktadır. Ortalama 10-12 m kalınlığa sahip Kızılkaya ignimbiriti en kalın tabakalanmayı Ihlara Vadisi'nde gösterir (20-45m) (Ayhan & Papak, 1988). Dış etkenlere ve ayrışmaya uğramamış olduğunda rengi açık pembemsi veya beyazımsı gri olan Kızılkaya ignimbiritinin, dış etkenlerle temasta olan yüzeyleri pembe-kırmızımsı bir renktedir. Genellikle sütunsal bir yapıya ve hemen her yerde belirgin bir kaynaklanmaya sahip Kızılkaya ignimbiriti, bölgenin çok yerinde de bir tek akma ve soğuma birimi halinde görülür (Batum, 1978).

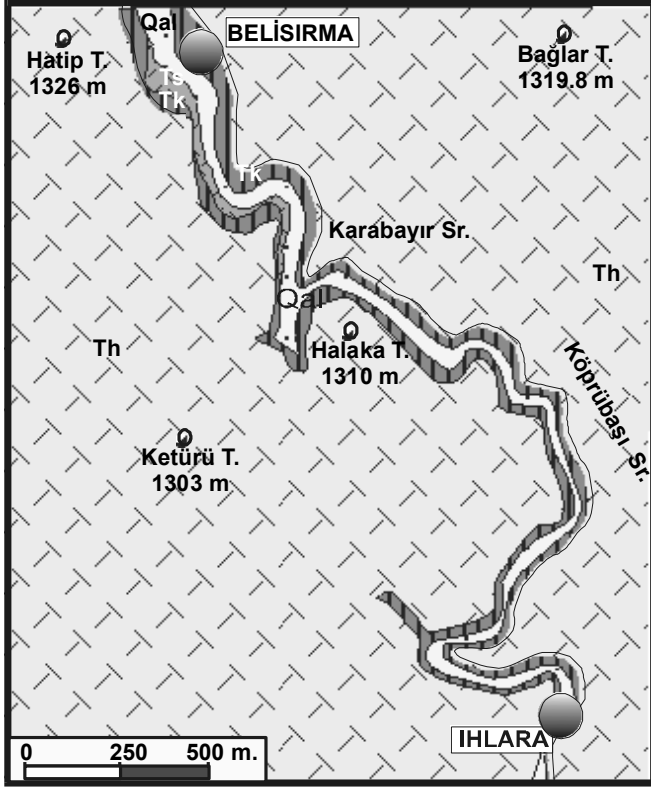


Şekil 2. Ihlara Vadisi'ndeki volkanosedimanter kayaç-ların görünümü.

Hasandağı kül formasyonu, Ihlara'da Kızılkaya ignimbiritini örtmektedir. Gri-beyaz, kül ve lapilliden oluşan formasyon, beyaz renkli vitrik kül matrisinin içinde kaba kum boyundan iriliği 5-6 cm' ye ulaşan obsidiyen, pomza ve az miktarda da lav parçaları içermektedir (Ayhan & Papak, 1988). Çalışma sahasında akarsu ve derelerce veya diğer unsurlarla taşınarak vadi içerisine depolanmış bulunan çakıl-kum-kil, Kuvaterner yaşlı alüvyonu oluşturmaktadır. Çalışma sahasının stratigrafik istifi ve jeolojisi Şekil 3'de verilmiştir.

3 DONMA-ÇÖZÜLME DENEYLERİ

Fiziksel ayrışmanın, Selime ignimbiritinin, görünür gözeneklilik, ağırlıkça su emme, suda dağılmaya karşı duraylılık, tek eksenli sıkışma dayanımı, makaslama parametreleri üzerindeki etkilerini belirleyebilmek için, önce Selime ignimbiriti karot örnekleri donma-çözölmeye maruz bırakılmış daha sonra bu örneklerin yeniden fiziksel özellikleri ve dayanım parametreleri belirlenmiştir. Donma-çözölme deneyleri sırasında, 60 adet NX karot örnek ve suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi için de 28 adet 400-500 gr'lık örnek kullanılmıştır. Donma-çözölme deneyleri, $\pm 100^{\circ}\text{C}$ kapasiteli, soğutma ve ısıtma sisteminde, ASTM (D5312-92)' ye uygun olarak yapılmış ve örnekler -18°C 'de 16 saat, $+32^{\circ}\text{C}$ 'de 8 saat tutulmuştur. Donma-çözölme sayısı, ASTM (D5312-92)' de belirtilen esaslara bağlı kalınarak, Türkiye için geliştirilen donma-çözölme haritasından belirlenmiştir (Binal, vd., 1997). 30 çevrim donma-çözölme deneyi uygulanmış ve her 5 çevrim sonunda, örnekler soğutma-ısıtma cihazından çıkarılarak deneylere tabi tutulmuştur



ÜST SİSTEM	SİSTEM	SERİ	SİMGE	FORMASYON ve KAYAÇ BİRİMLERİ	LİTOLOJİ
SENOZÖYİK	TERSİYER-KUVATERNER	HOLOSEN	Qal	Alüvyon Malzemeleri Yamaç Molozu	Çakıl-Kum -Kil-Mil Blok-Çakıl -Kum-Kil-Mil
			Th	Hasandağı Kül Formasyonu	İgnimbirit-Kumtaşı -Kireçtaşı
			Tk	Kızılkaya İgnimbiriti	İgnimbirit
			Ts	Selime İgnimbiriti	İgnimbirit
	PLİYÖSEN-PLİYİSTÖSEN				

BELİRTEÇLER	
	Yerleşim Birimi
	Topoğrafik Yükselti (m.)
	Formasyon Sınırı

Şekil 3. Çalışma sahası jeolojisi ve tip kesit

30 çevrim, Aksaray bölgesi için 1.5 yıllık donma-çözölmeye karşılık gelmektedir. Çevrim sayısının 30' da bırakılmasının nedeni 30 çevrimden sonra örneklerde aşırı derecede dağılma meydana gelmesi ve örnek boyutlarının kaya mekaniği deney standartlarının dışına çıkmasıdır. Örneğin, tek eksenli sıkışma deneyinde kullanılacak karot örneklerin kesit alanları 30 çevrimden sonra deney için uygun olmayan hale gelmektedir. Binal, vd.(1997) tarafından geliştirilen eş donma-çözölmeye haritası tamamen atmosferik etkiler altında kalan kayalar için geçerlidir. Eğer örnek atmosferik etkilerden korunuyorsa fiziksel ayrışma yukarıda belirtilen sürede etkin olamaz. Kayaların tam olarak donma-çözölmeye uğrayabilmesi için homojen şekilde en az %50 doygunluğa ulaşması gerekmektedir (Lienhart, 1988). Çalışma sahasında Selime ignimbiriti, Kızılkaya ignimbiriti altında yer almaktadır. Selime ignimbiriti tam olarak atmosferik etkiler altında kalmamaktadır. Ayrıca vadideki bitki faunasının gelişmiş olması nedeni ile ortamdaki sıcaklık değişiklikleri Selime ignimbiriti üzerinde tam olarak etkin olamamaktadır. Bunun sonucu olarak Selime ignimbiritinde fiziksel ayrışmanın, daha uzun bir sürede gerçekleştiği düşünülmüştür.

Her 5 donma-çözölmeye çevrimi, sonunda örneklerin fiziksel ve mekanik parametrelerindeki değişimler aşağıda verilen eşitlikle oransal olarak değerlendirilmiştir.

$$DO\% = (P_n/P_f) \cdot 100 \quad (Eş.1)$$

Burada,

P_n : n'inci donma-çözölmeye çevrimi sonunda belirlenen fiziksel veya mekanik parametre değeri

P_f : Taze örneğe ait fiziksel veya mekanik parametre değeri

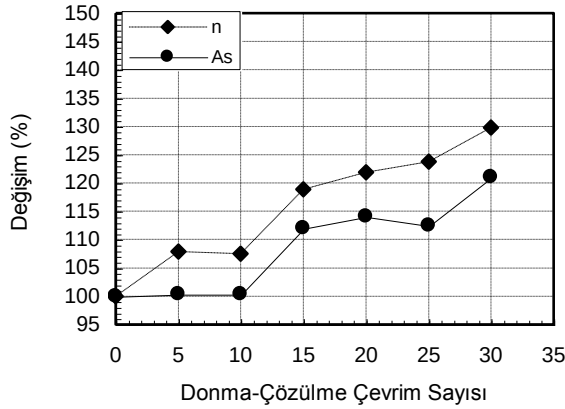
Donma-çözölmeye çevrimleri sonrası Selime ignimbiritinin fiziksel ve mekanik parametrelerindeki değişimlerle, donma-çözölmeye çevrim sayıları arasındaki ilişki regresyon analizleri incelenmiştir.

3.1. Görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme

Gözenekli bir yapıya sahip ignimbiritler, içlerinde barındırdıkları nemi kaybettiklerinde dayanım kazanmaktadırlar. Bunun tam zıt davranışı olarak ta, ignimbiritlerin nem içeriği değerleri arttıkça dayanımları da azalmaktadır (Aydan, vd., 1999). Kayaların gözeneklerindeki suyun donması sonucu oluşan buzun kayacın gözeneklerinde yarattığı basınç nedeniyle kayaç içinde ilk önce mikro çatlaklar, daha sonrada makro çatlaklar gelişmektedir.

Kayaç içindeki çatlak gelişimleri, gözenekliliği arttırmakta, buna paralel olarak ta kayaç içine daha fazla su nüfuz etmektedir. Selime ignimbiritinin, görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme değerleri, ISRM (1981) ve TSE (1978) standartlarına uygun olarak deneylerle belirlenmiştir. Her beş donma-çözölmeye çevriminden sonra örneklerin görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme değerlerindeki değişimler Eşitlik 1'e göre normalize edilerek Şekil 4'de verilmiştir. Görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su

emme değerlerinde, 10.donma-çözülme çevriminden sonra, makro çatlak sayının artışına bağlı olarak ani bir artış olduğu görülmüştür.



Şekil 4. Donma-çözülme çevrim sayısına karşı görünür gözeneklilik (n) ve ağırlıkça su emme (As) değerlerinin değişimi.

Görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme değişim değerleri (Çiz. 1) ile donma-çözülme çevrim sayıları arasında %95 güvenlik aralığında, doğrusal, geometrik, üssel ve logaritmik fonksiyonlarla regresyon analizleri yapılmış ve determinasyon katsayıları ile elde edilen regresyon eşitlikleri Çizelge 2’de verilmiştir.

3.2 Geçirgenlik

Geçirgenlik özelliğine sahip kayalarda, yüzey suyunun kayac içine nüfuz etmesi sonucu fiziksel

ve kimyasal ayrışmanın derecesi artmaktadır. Selime ignimbiritinin donma-çözülme deneyleri sonundaki geçirgenlik değerleri Ruska gaz geçirgenlik cihazı kullanılarak belirlenmiştir. Ruska gaz geçirgenlik cihazının çalışma prensibi, kesit alanı ve uzunluğu bilinen bir örnek içerisinde vizkositesi belirli bir gaz geçirilerek, kayacın geçirgenliğinin belirlenmesine dayanmaktadır. Deney esnasında, örnek içerisinde geçirilen gazın basıncı, sıcaklığı ve miktarı ölçülmektedir. Cihazın gaz geçirgenlik ölçüm aralığı 0.5-3.0 mili darcy’dir. Deneylerde azot gazı kullanılmıştır. Taze kayaktan ve her 5 donma-çözülme çevriminden sonra örneklerden küp şeklinde 12 adet örnek alınmış ve geçirgenlik değerleri saptanmıştır (Çiz. 3). 30. donma-çözülme çevrim sonunda örneklerde aşırı derecede çatlak gelişimleri olduğu için geçirgenlik deneyine uygun örnek hazırlanamamıştır.

Hesaplamalarda Eşitlik 2 kullanılmıştır.

$$K = \frac{\mu * Q * L}{A * P} \quad (Eş.2)$$

K: Örneğin geçirgenliği (Darcy)

n: Deneyde kullanılan gazın viskozitesi

Q: Belirli basınç altında örnekten geçen gaz miktarı (cm³/s)

L: Örneğin boyu (cm)

A: Örneğin kesit alanı (cm²)

P: Gaz basıncı değeri (atm)

1 Darcy=0.7265 m/gün

Çizelge 1. Selime ignimbiritinin taze kayac ve her 5 donma-çözülme çevrim sayısından sonraki görünür gözeneklilik (n,%) ve ağırlıkça su (As,%) değerlerinin istatistiksel değerlendirmesi

Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Görünür Gözeneklilik (n,%)								Ağırlıkça Su Emme (As,%)							
	En düşük	En yüksek	$\bar{x}$	S_d	S_e	Δn	N		En düşük	En yüksek	$\bar{x}$	S_d	S_e	ΔAs	N	
Taze Kayac	22.8	29.2	26.5	2.2	0.7	0.0	9		16.6	20.8	18.8	2.2	0.7	0.0	9	
5	24.0	30.3	28.6	2.3	0.9	7.9	6		14.4	20.7	18.9	2.3	1.0	0.32	6	
10	26.2	30.4	28.5	2.0	0.8	7.6	6		16	22.3	18.9	2.0	1.0	0.32	6	
15	27.6	32.8	31.5	2.0	0.8	18.9	6		17.9	23.4	21.1	2.0	0.8	12.0	6	
20	30.2	34.2	32.3	1.4	0.5	21.9	7		19.4	23.5	21.5	1.4	0.5	14.1	7	
25	31	34.6	32.8	1.4	0.6	23.8	6		18.8	24.3	21.2	1.4	0.9	12.5	6	
30	32.4	36.4	34.4	1.5	0.6	29.8	7		20.2	26.3	22.8	1.5	0.7	21.0	7	

$\bar{x}$: Aritmetik ortalama; S_d : Standart sapma; S_e : Standart hata; Δn : Görünür Gözeneklilik değerlerindeki % değişim; ΔAs : Ağırlıkça su emme

Çizelge 2. Donma-çözülme çevrim sayısına karşın, görünür gözeneklilik (n) ve ağırlıkça su emme (As) değerlerindeki değişimlerin regresyon analiz sonuçları

Parametre	Doğrusal	Geometrik	Logaritmik	Üstsel
n (%)	$\Delta n = 0.9677 * DÇ + 101.17$ $r^2 = 0.96$	$\Delta n = 115.24 * DÇ^{0.0095}$ $r^2 = 0.53$	$\Delta n = 1.0554 * \ln(DÇ) + 115.67$ $r^2 = 0.5$	$\Delta n = 101.55e^{0.0084 * DÇ}$ $r^2 = 0.95$
A _w (%)	$\Delta A_w = 0.7234 * DÇ + 97.763$ $r^2 = 0.87$	$\Delta A_w = 108.33 * DÇ^{0.0057}$ $r^2 = 0.28$	$\Delta A_w = 0.6107 * \ln(DÇ) + 108.6$ $r^2 = 0.27$	$\Delta A_w = 98.053e^{0.0066 * DÇ}$ $r^2 = 0.87$

r^2 : Determinasyon katsayısı

Çizelge 3. Selime ignimbiritinin geçirgenlik (k) değerlerinin donma-çözülme çevrim sayısı ile değişimi

Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Geçirgenlik (k,%)	
	En düşük	Örnek Sayısı
Taze Kayaç	0,0004	2
5	0,0006	2
10	0,0011	2
15	0,0010	2
20	0,0012	2
25	0,0014	2
30	-	-

3.3 Suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi

Kayaçların duraylılıkları kavaklanmayla, aşınmayla, çözünmeyle, hidratasyonla, oksidasyonla ve diğer süreçlerle değişmektedir. Franklin & Chandra (1972) tarafından geliştirilen suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi deneyi kayaçların duraylılık sınıflamasında kullanılan önemli deney yöntemlerinden biridir.

Selime ignimbiritinin suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerinin donma-çözülme sürecinden nasıl etkilendiğini belirleyebilmek için her 5 donma-çözülme çevrimi sonunda suda dağılmaya karşı duraylılık deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları, 15. donma-çözülme çevriminden sonra örneklerin %Id₁, %Id₂ değerlerinde fark edilebilir bir azalma görülmüştür. (Şek. 5).

Donma-çözülme çevrimlerine karşılık suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerinin değişimleri (Çiz.4) regresyon analizleriyle incelenmiştir Regresyon katsayılarının t-testiyle %95 güvenlik aralığında anlamlı olduğu sonucuna varılmıştır (Çiz. 5). Regresyon analizleri sonucu donma-çözülme çevrim sayılarına karşı suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerinin en iyi doğrusal regresyon ile tanımlanabildiğine, determinasyon katsayılarının (r²) 1'e yakınlık derecesine göre karar verilmiştir.

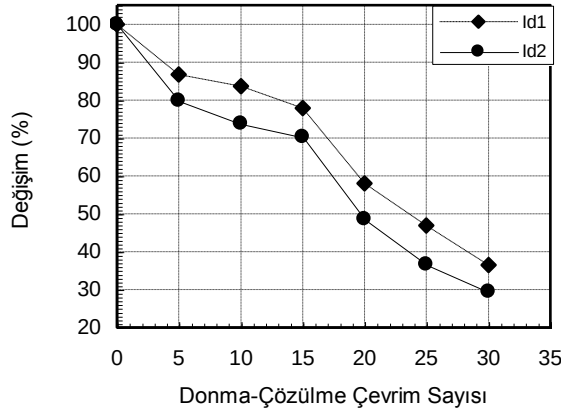
Çizelge 4. Selime ignimbiritinin taze kayaç ve her 5 donma-çözülme çevrim sayısından sonraki suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerinin (Id₁), (Id₂) istatistiksel değerlendirmesi

Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Suda Dağılmaya Karşı Duraylılık (Id ₁ ,%)							Suda Dağılmaya Karşı Duraylılık (Id ₂ ,%)						
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S _d	S _e	ΔId_1	N	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S _d	S _e	ΔId_2	N
Taze Kayaç	89,8	91,2	90,6	0,7	0,3	0,0	4	84,0	86,0	85,0	0,8	0,4	0,0	4
5	77,4	80,0	78,5	1,2	0,6	13,3	4	67,5	68,2	67,9	0,3	0,1	20,1	4
10	74,1	77,0	75,7	1,4	0,7	16,4	4	62,4	63,0	62,7	0,3	0,1	26,2	4
15	68,0	73,0	70,5	2,4	1,2	22,1	4	58,5	61,4	59,7	1,3	0,6	29,7	4
20	51,2	54,1	52,6	1,3	0,6	41,9	4	40,7	42,0	41,3	0,6	0,3	51,4	4
25	40,0	44,9	42,5	2,0	1,0	53,1	4	29,0	34,0	31,1	2,2	1,1	63,4	4
30	30,3	34,9	33,0	1,9	1,0	63,6	4	24,3	25,9	25,1	0,7	0,3	70,5	4

$\bar{X}$: Aritmetik ortalama; S_d: Standart sapma; S_e:Standart hata; ΔId_1 : 1.çevrim suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerindeki % değişim; ΔId_2 : 2.çevrim suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerindeki % değişim; N:Örnek Sayısı

Çizelge 5. Donma-çözülme çevrim sayısına karşın, suda dağılmaya karşı duraylılık indeksi değerlerindeki (Id₁), (Id₂) değişimlerin regresyon analiz sonuçları

Parametre	Doğrusal	Geometrik	Logaritmik	Üstsel
Id ₁ (%)	$\Delta Id_1 = -2.1139 * DÇ + 101.65$ $r^2 = 0.97$	$\Delta Id_1 = 66.28 * DÇ^{-0.0287}$ $r^2 = 0.31$	$\Delta Id_1 = -2.0538 * \ln(DÇ) + 69.976$ $r^2 = 0.4$	$\Delta Id_1 = 108.73e^{0.033 * DÇ}$ $r^2 = 0.94$
Id ₂ (%)	$\Delta Id_2 = -2.3088 * DÇ + 97.284$ $r^2 = 0.97$	$\Delta Id_1 = 57.894 * DÇ^{-0.0376}$ $r^2 = 0.36$	$\Delta Id_1 = -2.5068 * \ln(DÇ) + 62.693$ $r^2 = 0.5$	$\Delta Id_1 = 105.9e^{0.0403 * DÇ}$ $r^2 = 0.95$



Şekil 5. Donma-çözülme çevrim sayısına karşı suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerlerindeki (Id_1), (Id_2) değişim

3.4 Tek eksenli sıkışma dayanımı

Kayaçların dayanım sınıflamasında kullanılan tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri, kayaçların ayrışma sınıflaması üzerine yapılan çoğu çalışmada da girdi parametresi olarak kullanılmaktadır. Selime ignimbiritinin boşluklarındaki suyun donma ve çözülmesi ile Selime ignimbiritinde mikro ve makro çatlaklar gelişmekte ve buna paralel olarak Selime ignimbiritinin dayanımı azalmaktadır. Her 5 donma-çözülme çevriminden sonra Selime ignimbiritinin tek eksenli sıkışma dayanımı belirlenmiştir (Çiz. 6). ISRM (1981) standardında belirtilen hususlara uygun olarak tek eksenli sıkışma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Tek eksenli sıkışma deneylerinde kullanılan karotların boy/çap oranı 2.5 olan ve çapları NX(54 mm) boyutundadır.

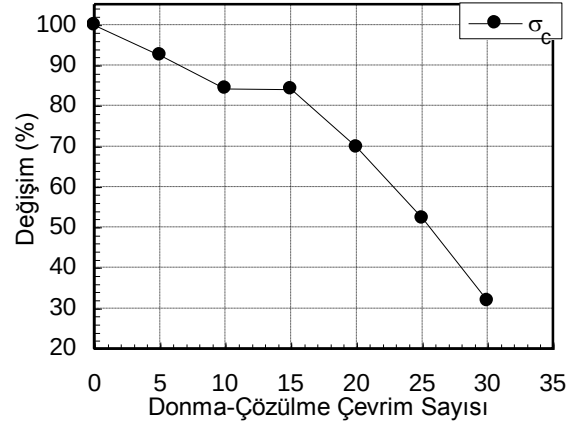
Çizelge 6. Selime ignimbiritinin taze kayaç ve her 5 donma-çözülme çevrim sayısından sonraki tek eksenli sıkışma değerlerinin (σ_c) istatistiksel değerlendirmesi

Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı (σ_c %)						
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	$\Delta\sigma_c$	N
Taze Kayaç	5,1	5,8	5,4	0,3	0,1	0,0	9
5	4,0	5,5	5,0	0,8	0,5	7,4	3
10	3,9	5,3	4,6	0,7	0,4	15,7	3
15	4,2	5,0	4,5	0,4	0,2	15,9	3
20	3,2	4,6	3,8	0,6	0,3	30,2	4
25	2,1	3,6	2,8	0,7	0,4	47,8	3
30	1,3	2,3	1,7	0,5	0,3	68,1	3

$\bar{X}$: Aritmetik ortalama; S_d : Standart sapma; S_e : Standart hata; $\Delta\sigma_c$: tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki % değişim; N: Örnek Sayısı

Eşitlik 1 göre normalize edilmiş, donma-çözülme çevrim sayısına karşılık tek eksenli sıkışma

dayanımı değerleri değişim grafiği Şekil 6'da verilmiştir. 15. donma-çözülme çevriminden sonra Selime ignimbiritinin tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerinde ani azalmalar görülmüştür.



Şekil 6. Donma-çözülme çevrim sayısına karşı tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki (σ_c) değişim

Donma-çözülme çevrim sayısı ile, Selime ignimbiritinin tek eksenli sıkışma dayanımı değerleri arasındaki en iyi ilişkinin doğrusal regresyonla tanımlanabileceğine karar verilmiştir. Doğrusal regresyon katsayısı, %95 güvenlik sınırları içinde, yapılan t-testinde anlamlı çıkmıştır.

Çizelge 7. Donma-çözülme çevrim sayısına karşın, tek eksenli sıkışma dayanımı değerlerindeki (σ_c) değişimin regresyon analiz sonuçları

Doğrusal	Geometrik
$\Delta\sigma_c = -2.1402 \cdot DC + 105.65$ $r^2 = 0.92$	$\Delta\sigma_c = 69.254 \cdot DC^{-0.0262}$ $r^2 = 0.21$
Logaritmik	Üstsel
$\Delta\sigma_c = -1.8442 \ln(DC) + 73.576$ $r^2 = 0.3$	$\Delta\sigma_c = 115.35e^{-0.034 \cdot DC}$ $r^2 = 0.83$

3.5 Makaslama dayanımı

Selime ignimbiritinin, makaslama dayanımı değerlerinin donma-çözülme sürecinden etkilenmesini incelemek amacıyla, ISRM (1981)'de tarafından belirtilen hususlar esas alınarak, her 5 donma-çözülme çevriminden sonra, en az 4 örnekte olmak üzere, üç eksenli sıkışma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Taze kaya bloğu örneklerinin yüzeye yakın alındığı düşünülerek, deneylerde örneklere 1 ila 4 MPa arasında değişen yanıl basınç değerleri uygulanmıştır. Çizilen Mohr-dairelerine göre Selime ignimbiritinin, taze kayaç ve donma-çözülme çevrimlerinden sonra makaslama parametreleri saptanmıştır (Çiz. 8).

Çizelge 8. Selime ignimbiritinin taze kayaç ve her 5 donma-çözülme çevrim sayısından sonraki makaslama parametrelerinin (c,φ°) istatistiksel değerlendirmesi

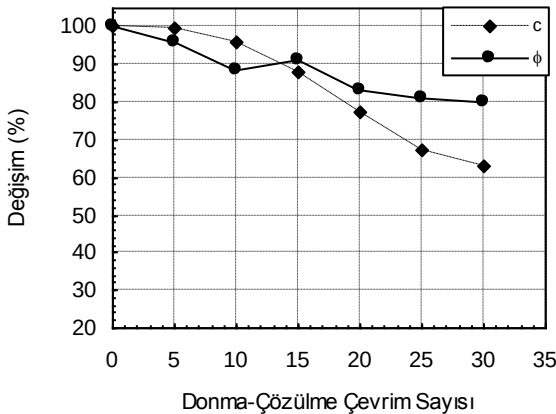
Donma-Çözülme Çevrim Sayısı	Kohezyon (c, kPa)							İçsel Sürtünme Açısı (φ, °)						
	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	Δc	N	En düşük	En yüksek	$\bar{X}$	S_d	S_e	$\Delta \phi$	N
Taze kayaç	1368	1376,5	1372,2	3,5	1,6	0	4	29,5	30,5	30,0	0,4	0,2	0	4
5	1360	1374,0	1366,9	5,8	2,6	0,4	4	27,8	30,0	28,8	1,0	0,4	4	4
10	1300	1336,0	1318,0	15,8	7,1	4	4	25,3	27,5	26,5	1,0	0,4	11	4
15	1188	1228,8	1208,4	20,2	9,0	12	4	26,5	28,1	27,3	0,7	0,3	9	4
20	1043	1074,5	1058,6	13,9	6,2	23	4	24,0	25,4	24,9	0,6	0,3	17	4
25	890	959,3	924,4	34,1	15,3	33	4	24,0	24,9	24,3	0,4	0,2	19	4
30	834	901,5	867,6	32,0	14,3	37	4	23,5	24,5	24,0	0,4	0,2	20	4

$\bar{X}$: Aritmetik ortalama; S_d : Standart sapma; S_e :Standart hata; Δc : kohezyon değerlerindeki % değişim; $\Delta \phi$: İçsel sürtünme açısı değerlerindeki % değişim; N:Örnek Sayısı

Donma-çözülme çevrim sayısına karşı makaslama parametrelerinin değişimi regresyon analizleriyle, %95 güvenlik aralığında incelenmiştir (Çiz. 9). Determinasyon katsayılarının (r^2) 1'e yakınlık derecesine bakıldığında, donma-çözülme çevrim sayısı ile Selime ignimbiritinin kohezyon (c) değerleri arasındaki en iyi ilişkiyi doğrusal regresyonun, içsel sürtünme açısı (ϕ°) değerlerinde ise üstsel regresyonun verdiği görülmüştür. Donma-çözülme çevrim sayısına karşı makaslama parametrelerinin normalize edilmiş değişim grafiği Şekil 7'de verilmiştir.

Çizelge 9. Donma-çözülme çevrim sayısına karşı, makaslama değerlerindeki (c,φ°) değişimin regresyon analiz sonuçları (r^2 determinasyon katsayısı)

Parametre	Doğrusal	Geometrik
c (MPa)	$\Delta c = -1.3836 * D\check{C} + 105.25$ $r^2 = 0.95$	$\Delta c = 83.258 * D\check{C}^{-0.0132}$ $r^2 = 0.25$
ϕ°	$\Delta \phi = -0.6779 * D\check{C} + 98.721$ $r^2 = 0.92$	$\Delta \phi = 88.286 * D\check{C}^{-0.0084}$ $r^2 = 0.49$
Parametre	Logaritmik	Üstsel
c (MPa)	$\Delta c = -1.1074 \ln(D\check{C}) + 84.515$ $r^2 = 0.27$	$\Delta c = 107.38e^{-0.017 * D\check{C}}$ $r^2 = 0.94$
ϕ°	$\Delta \phi = -0.7679 * \ln(D\check{C}) + 88.565$ $r^2 = 0.52$	$\Delta \phi = 98.954e^{-0.0076 * D\check{C}}$ $r^2 = 0.93$



Şekil 7. Donma-çözülme çevrim sayısına karşı kohezyon (c) ve içsel sürtünme açısı (φ) değerlerindeki değişim

4 SONUÇLAR VE TARTIŞMALAR

Donma-çözülme sürecinin, Selime ignimbiritinin fiziksel ve mekanik parametrelerinde önemli oranda değişimlere sebep olduğu, yapılan deneyler sonucu saptanmıştır. Selime ignimbiritinin donma-çözülme sürecinden çok fazla etkilenmesi, kayacın sahip olduğu yüksek orandaki görünür gözeneklilikle açıklanabilir. Arazi çalışmaları sırasında Selime ignimbiriti yüzeyinde kış ayları sonrasında kavlaklanma şeklinde donma-çözülme nedeniyle oluşmuş çatlak gelişimleri gözlemlenmiştir.

Görünür gözeneklilik ve ağırlıkça su emme değerleri birbirlerine paralel olarak arttığı ve 30 donma-çözülme çevrimi sonunda yaklaşık olarak görünür gözeneklilik değerlerinin %29.8 ve ağırlıkça su emme deneyi değerlerinin ise %21 oranında arttığı belirlenmiştir. 15. donma-çözülme çevriminden sonra örneklerdeki görünür çatlak sayısı artmış ve buna bağlı olarak örneklerin suda dağılmaya karşı duraylılık indeks değerlerinde (Id_1, Id_2) ani bir azalma meydana geldiği görülmüştür. 30. donma-çözülme çevrimi sonunda Selime ignimbiritinin suda dağılmaya karşı duraylılık değerlerinde (Id_1, Id_2) %63.6, %70.5 oranlarında azalmalar meydana gelmiştir.

Donma-çözülme deneyleri sonucu örneklerin yüzeylerinde ve örnek boyunca mikro ve makro çatlaklar geliştiği belirlenmiştir. Mikro ve makro çatlak gelişimi geçirgenlik değerlerini %250 oranında arttırmıştır. Bu oranın yüksek olması, örnek boyunca gelişen makro çatlakların kayacın geçirgenlik değerlerini etkilemesinden kaynaklanmaktadır.

Donma-çözülme çevrim sayısı arttıkça, tek eksenli sıkışma dayanım değerlerinde %68.1 içsel sürtünme açısı değerlerinde %20 oranında azalma, kohezyon değerlerinde %37 oranında azalma meydana geldiği saptanmıştır.

Selime ignimbiritinin içinde yer alan pomza parçaçıklarının, donma-çözülme sürecinden matrise

göre daha fazla etkilendiği ve ilk önce makro çatlakların pomza parçacıkları içinde geliştiği gözlemsel olarak saptanmıştır. Bunun nedeni ise, pomza parçacıklarının dayanımının matristen daha düşük ve pomzanın görünür gözenekliliğinin matristen daha fazla olmasıyla açıklanabilir.

5 KAYNAKLAR

- ASTM (American Society for Testing and Materials), 1990. Standart test method for evaluation of durability of rock for erosion control under freezing and thawing conditions. (ASTM D5312-90), Philadelphia: 1344-1346.
- Aydan,Ö., Ulusay,R., Yüzer,E. & Erdogan, M., 1999. Man-made rock structures in Cappadocia, Turkey and their implications in rock mechanics and rock engineering.Int. Soc.for Rock Mech.,V.6,No.1:63-73.
- Ayday, C. & Göktan, R.M., 1993. Yazılıkaya (Midas) Anıtı civarında gözlenen kaya blok devrilme ve kayma mekanizmaları. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bülteni, 8: 155-159.
- Ayhan, A. ve Papak, I., 1988. *Aksaray, Taşpınar, Altınhisar, Çiftlik, Delihebil (Niğde) Civarının Jeolojisi Raporu*. M.T.A. Raporu, Ankara: 56 s.
- Batum, I., 1978. Nevşehir Güneybatısındaki Göllüdağ ve Acıgöl Yöresi Volkanitlerinin Jeoloji ve Petrografisi. H.Ü., Yerbilimleri, Beytepe-Ankara, C.4, No.1,2:50-69.
- Binal, A., 1996. *Aksaray-Ihlara Vadisi'ndeki volkano-sedimanter kayalarda görülen duraysızlık mekanizmalarının araştırılması*. Yüksek Mühendislik Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara: 97s.(Yayımlanmamış).
- Binal, A., Kasapoğlu, K.E. & Gökçeoğlu, C., 1997. The surficial physical deterioration behaviour of Neogene volcanosedimentary rocks of Eskişehir-Yazılıkaya, NW Turkey. Engineering Geology and the Environment, 1997, Athens, Greece, P.G.Marinos, G.C.Koukis, G.C.Tsiambaos and G.C.Stournaras (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam: 3065-3069.
- Erdoğan, M., 1989. Nevşehir tüflerinin hafif yapı gereci olarak değerlendirilebilme olanaklarının araştırılması. Mühendislik Jeolojisi Bülteni, 11: 75-82.
- Erguvanlı, A.K., Yüzer, E.,1977. Past and present use of underground openings excavated in volcanic tuffs at Cappadocia area. Rock storage, Oslo: 15-20.
- Franklin, J.A. & Chandra R., 1972. The slake-durability test. Int.J.Rock Mech. Min. Sci.,V.9: 325-341.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics),1981.*Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods*. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, Oxford: 211 p.
- Lienhart, D.A., 1988. The geographic distribution of intensity and freeze-thaw cycles. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, 25 (4): 465-469.
- Topal, T. & Doyuran, V., 1994. Effect of deterioration on the chemical and physical properties of Göreme tuffs, Proceedings of the 7th International Association of Engineering Geology Congress, R.Oliviera, L.F.Rodriguez, A.G.Coelho and A.P.Cuncha (eds), 5-9 September 1994, Lisbon, Portugal: 3527-3536.
- 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. (Yayımlanmamış).
- Topal, T. & Doyuran, V., 1997. Engineering geological properties and durability assessment of the Cappadocian tuff. Engineering Geology, 47: 175-187.
- Topal, T. & Sözmen, T., 2000. Freeze-thaw resistance of the Yazılıkaya tuffs. Proc. of the 9th Int. congress on deterioration and conservation of stone, Venice, Italy: 275-281.
- TSE (Türk Standartları Enstitüsü), 1978. *Doğal yapı taşlarının muayene ve deney metodları*. TSE Matbaası: 16 s.

Bazı kayaçların sertlik değerleri ile fiziksel ve mekanik özelliklerinin istatistiksel analizi

The statistical analysis of some rock hardness values with physical and mechanical properties

E. Yaşar & Y. Erdoğan

Çukurova Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 01330, Balcalı-Adana

ÖZET: Bu çalışmada inşaat sektöründe yaygın olarak kullanılan yapı ve kaplama kayaçlarının sertlikleri ile fiziko-mekanik özellikleri arasında istatistiksel ilişkilerin tespit edilmesi amaçlanmıştır. Bu sektörde kullanılan kayacın tanımlanması, sertliğinin tespiti ve belli bir düzen dahilinde sınıflandırılması büyük bir önem arz etmektedir. Bu açıdan yapı ve kaplama kayaçlarının sertliği, bu kayaçların kullanımı bakımından sınıflandırılması gereken önemli fiziksel özelliklerden birisidir.

Bu çalışma kapsamında öncelikle Çukurova bölgesindeki yapı ve kaplama kayaçlarının sertliklerinin belirlenmesi çeşitli yöntemlerle gerçekleştirilmiştir. Ayrıca sertliği belirlenen kayaçların laboratuvar koşullarında fiziksel ve mekanik özellikleri de tespit edilmiştir. Kayaçların sertlik, fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenerek birbirleri arasında istatistiksel ilişkilerin kurulması sağlanmıştır. Ayrıca istatistiksel olarak kayaçların fiziko-mekanik özelliklerinin kendi aralarında ampirik bağıntılar geliştirilmiştir. Sonuç olarak kullanımı kolay ve maliyeti oldukça düşük olan kaya sertliği belirleme yöntemleri (Shore Scleroscope, Schmidt çekici vs) ile diğer fiziksel ve mekanik özellikleri arasında yüksek korelasyon katsayılı bağıntılar elde edilmiştir.

ABSTRACT: In this study, it is aimed to determine statistical relationships between hardness and physical-mechanical properties of the constructional and cover rocks, which are used in the construction sector. In this sector, the description of the used rocks, the measurement of the hardness of the rocks and the classification of rocks are very important. From this point of view, the hardness of the constructional and cover rocks is one of the important physical properties which include the classification through the usage.

Within the scope of this study, firstly the determination of the constructional and cover rocks hardness in Çukurova region were carried out using various methods. Moreover, the physical and mechanical properties of rocks, which have already hardness value, are determined in the laboratory. Through the hardness, physical and mechanical properties, the statistical relationships between rocks were obtained. And also through the statistical way, the empirical relations between physico-mechanical properties of rocks were developed. As a result, relations with high correlation coefficients were found between the hardness values of different methods (Shore scleroscope, Schmidt hammer hardness), which have very cheap cost and the easy usage, and other physical and mechanical properties.

1.GİRİŞ

Sertlik bir kaya kütlesi yüzeyine darbe yapan veya batırılan bir cisme karşı kayacın direnci olarak ifade edilmektedir. Kayaçların tanımlanmasında ve sınıflandırılmasında kaya sertlik değerleri kolay belirlenebilirliği ve pratik olması nedeni ile yaygın bir şekilde kullanılmakta ve kayaçların diğer malzeme özellikleri ile de ilişkilendirilmektedir. Fiziksel bir birimi olmayan malzemenin sertliği,

sertlik ölçüm aletinin tasarımına, uygulanmasına ve malzemenin kendisine bağlı olmaktadır (Ceylanoğlu, ve diğ., 1999). Malzemenin türüne göre literatürde sertlik belirleme yöntemleri (Brinell, Vickers, Rockwell, Schmidt, Shore ve Mohs) sıkça kullanılmaktadır.

Bu çalışmada Shore scleroscope ve Schmidt çekici yöntemleri kullanılarak, 6 farklı yapı ve kaplama kayacının sertlikleri belirlenmiştir. Ayrıca sertlikleri belirlenen kayaçların, birim hacim ağırlığı,

porozitesi, darbe dayanımı, eğilme direnci, aşınma (Böhme) direnci ve tek eksenli basma dayanımları belirlenmiştir.

Sertlikleri ile birlikte tüm fiziksel ve mekanik özellikleri belirlenen kayaçların ilk önce her bir kaya biriminin sertliği ile fiziksel ve mekanik özellikleri arasında istatistiksel ilişkiler belirlenmiş, daha sonra çalışılan bütün kayaçların arasında gerek sertlik değerlerinin birbirleri arasında gerekse sertlik ve diğer fiziksel ve mekanik özellikleri arasında istatistiksel ilişkiler regresyon analizleri ile belirlenmiş ve oldukça iyi korelasyon değerleri elde edilmiştir.

2. SERTLİK BELİRLEME YÖNTEMLERİ

2.1. Kaya Sertliğini Belirleme Yöntemleri

Çalışmada kayaçların sertlikleri, L tipi Schmidt çekici ve Shore scleroscope sertlik belirleme aletleri ile belirlenmiştir.

2.1.1. Schmidt Çekici

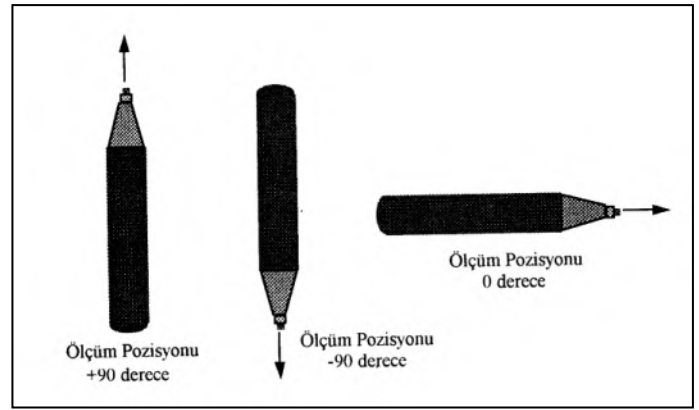
0-100 arasında bir skalaya sahip olan Schmidt çekici blok kaya kütleleri üzerinde veya laboratuarda kayaçların yüzey sertlik indekslerini belirlemekte sıkça kullanılmaktadır. Endüstriyel olarak kullanılan L ve N tipi Schmidt çekici farklı konumlarda kayaç yüzeylerine uygulanarak çekicinin skalasından sertlik değeri okunmaktadır (Şekil 1).

Yapılan çalışmada Uluslararası Kaya Mekaniği

Derneği (ISRM, 1981) tarafından önerilen kayaç yüzeyinde en az 3 mm aralıklarla 20 ayrı noktadan okuma yapıp en yüksek 10 değer aritmetik ortalaması Schmidt Çekici Sertlik Değeri (SCSD) olarak kabul edilmiştir.

Schmidt çekicinin kullanımının çok kolay oluşu, fazla bir maliyet gerektirmeden kayaç hakkında genel bir mekanik bilgi sunması ve kayaçların fiziksel ve mekanik özellikleriyle iyi ilişkiler sunmasından dolayı çoğu mühendisler tarafından sıkça kullanılmaktadır.

Schmidt sertliği ve diğer mekanik özellikleri arasında çok sayıda ampirik bağıntılar bulunmaktadır. Bu bağıntılar genellikle tek eksenli basma dayanımı, nokta yük indeks değeri ve elastisite modülünün tahminlerinde kullanılmıştır. Schmidt sertlik değerleri ile diğer mekanik özellikler arasında elde edilen bağıntılar Çizelge 1'de verilmiştir.



Şekil 1. Schmidt çekici ile ölçüm pozisyonları

Çizelge 1. Schmidt çekici ile diğer mekanik özellikler arasındaki ilişkiler.

Yazar	Bağıntı	R	Kayaç Tipi
Aufmuth (1973)	$UCS=6.9 \cdot 10^{[1.34 \log(\gamma N)+3.16]}$ $E=6.9 \cdot 10^{[1.06 \log(\gamma N)+1.86]}$	-	25 Litolojik birim
Deere and Miller (1966)	$UCS=10^{[0.00014 \gamma N+3.16]}$ $E=6.95 \gamma^2 N-1.14 \cdot 10^6$	0.94 0.88	3 Temel kaya biriminde 28 farklı litolojik kayaç
Kidybinski (1980)	$UCS=0.447 \exp[0.045(N+3.5)+\gamma]$	-	Kömür ve farklı kaya birimleri
Singh et al. (1983)	$UCS=2N$	0.72	30 Sedimanter birim
Shorey et al. (1984)	$UCS=0.4N-3.6$	0.94	20 Litolojik birim
Haramy and DeMarco (1985)	$UCS=0.994N-0.383$	0.7	10 Litolojik birim
Ghose and Chakraborti (1986)	$UCS=0.88N-12.11$	0.87	Kömür
Sachpazis (1990)	$N=0.239UCS+15.7244$ $N=0.515E+17.488$	0.96 0.88	33 Karbonatik birim
Xu et al. (1990)	$UCS=\exp(aN+b)$ $E=\exp(cN+d)$ a, b, c ve d kullanılan kayaç katsayısı	0.88 0.96	Mika-şist, Serpantinit, Gabro, Çamurtaş
Gökçeoğlu (1996)	$UCS=0.0001N^{3.2658}$	0.84	Marn
Kahraman (1996)	$UCS=4.5 \cdot 10^{-4}(N \cdot \gamma)^{2.46}$	0.93	10 litolojik birim
Bu çalışmada	$UCS=2917.2 \ln(R)-11098$ $UCS=28.057N-563.65$	0.88 0.85	6 litolojik birim

(UCS= Tek eksenli basma dayanımı, E= Elastisite modülü, N= Schmidt sertliği, R= Shore sertliği γ = Birim hacim ağırlık)

2.1.2. Shore Scleroscope

Shore scleroscope belirli bir ağırlığa sahip elmas uçlu çekicinin sabit bir yükseklikten test yüzeyine düşürülüp bu çekicinin zıplama yüksekliği Shore sertlik indeksi olarak tanımlanmaktadır (Deere ve Miller, 1966) (Şekil 2). Zıplama mesafesi kayacın yapısına, içerisinde bulunan süreksizliğe ve mineralojisine göre değişiklik göstermektedir.



Şekil 2. Shore scleroscope aleti

Shore sertliği hem laboratuarda ve hem de yerinde deneylerle saptanabilmektedir. Shore sertliği deneyi için en az 10 cm² lik düzgün yüzeyli ve en az 1 cm'lik kalınlıkta numuneler gerekmektedir. Numune üzerinde değişik noktalarda en az 20 kez ölçüm yapılmış ve yapılan bu 20 ölçümün ortalaması alınmak suretiyle Shore sertlik değerleri tespit edilmiştir. Atkinson (1993) ile Koncagül ve Santi (1999) yaptıkları çalışmada Shore scleroscope sertlik belirleme yöntemi ile tek eksenli basma dayanım değerini tahmin etmek için sırasıyla (1) ve (2) no'lu bağıntıyı elde etmişlerdir.

$$UCS(MPa)=3,54(SH-12) \quad (1)$$

$$UCS(kPa)=895*SHI+41977 \quad (r=0,57) \quad (2)$$

Yapılan çalışmada ise Schmidt çekicinde olduğu gibi Shore Scleroscope sertliği belirlenen kayaların hem Schmidt çekici ile olan istatistiksel ilişkileri hem de kayacın diğer fiziksel ve mekanik özellikleri ile var olan bağıntıları regresyon analizleri ile ortaya konulmuştur.

2.1.3. Mohs Sertliği

Kaya birimlerinin Mohs sertliği 1-10 arasında değişmekte ve belirli minerallerin sertlikleri 1 Talk, 2 Jips, 3 Kalsit, 4 Fluorit, 5 Apatit, 6 Ortoklas, 7 Kuvars, 8 Topaz, 9 Korendon, 10 Elmas şeklinde temsil edilmektedir.

2.2. Metal Sertliğini Belirleme Yöntemleri

Yapılan deneysel çalışmalarda incelenen kayaların sertlikleri metal sertliği belirleme yöntemleri kullanılarak belirlenmemiştir. Fakat genel olarak metal sertliği belirleme yöntemleri ve deney ekipmanları hakkında genel bilgiler verilmiştir.

2.2.1. Brinell Sertlik Belirleme Yöntemi

Brinell sertlik belirleme yönteminde, batıcı uç olarak sert çelik bilya veya sert metaller için sert metal karbür kullanılmaktadır. P yüklü D çaplı bilya, sertliği ölçülecek numunenin üzerine uygulanması sonucu bilyanın numune üzerinde oluşturduğu küresel iz çapı (d) ölçülerek numunenin sertliği 3 no'lu bağıntıdan hesaplanabilmektedir (Weisbach, 1998).

$$HB= P/(\pi*D/2)(D-(D^2-d^2)^{1/2}) \quad (3)$$

2.2.2. Vickers Sertlik Belirleme Yöntemi

Vickers sertlik belirleme yönteminde ölçümler kare tabanlı ve 136° tepe açılı bir elmas piramit uç kullanılarak yapılmaktadır. Bu ucun standart olarak belirlenmiş yükler altında numuneye batırılması sonucu oluşan izin diyagonal boyutları ölçülmekte ve bunların ortalaması alınarak Vickers sertlik değeri belirlenmektedir.

Diyagoneller arasındaki fark % 5'den fazla olursa, bu deneyi tekrarlamak gerekmektedir.

2.2.3. Rockwell Sertlik Belirleme Yöntemi

Rockwell sertlik ölçme yönteminde, Brinell ve Vickers sertlik ölçme yönteminde olduğu gibi elde edilen iz alanı değil, uygulanan yük sonrası elde edilen iz derinliğe bağlı olarak 0 ila 100 arasında belirlenmiş bir cetvele göre bulunan sayısal bir ifade kayacın sertlik değeri olarak kabul edilmektedir.

Batıcı uç iki yükleme kademesiyle numuneye bastırılmaktadır. Net iz derinliği, ön yüklemedeki iz derinliği ile esas yükleme kaldırıldıktan sonra elde edilen iz derinlikleri arasında fark olmakta olup Rockwell sertliği ise bu farka ters orantılı olmaktadır. Sertlik cetveli 1-100 arasındaki her bir

ısına bağıdır. Toprakkale bazaltı oluşumu açısından tabandan tavana doğru bazaltik pomza, gözenekli bazalt ve sütunsal bazalt şeklinde 3 gruba ayrılmıştır. Yapılan çalışmada bu bazaltlardan gözenekli bazalt ve sütunsal bazalt incelenmiştir.

4. Kayaçların Fiziksel ve Mekanik Özellikleri

Yapı ve kaplama malzemesi olarak kullanılacak kayaçların sertlikleri ile fiziko-mekanik özellikleri arasındaki ilişkinin saptanabilmesi için çalışma sahasından numuneler alınarak Çukurova Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölüm Laboratuvarlarına getirilmiş ve her bir deney için en az 7 farklı numune hazırlandıktan sonra TS699'a göre Shore scleroscope sertlik indeksi belirleme, Schmidt çekici, birim hacim ağırlık, porozite, tek eksenli basma dayanımı, darbe direnci, eğilme dayanımı ve aşınma dayanımı (Böhme) deneyleri yapılmış ve analiz sonuçları Çizelge 2, 3 ve 4'te sunulmuştur. Kayaçların sertlik ve fiziko-mekanik özellikleri belirlendikten sonra sertlik ile diğer malzeme özellikleri arasında oluşabilecek ilişkiler irdelenerek aralarındaki regresyon bağıntıları belirlenmiştir.

4.1. Kayaçların Sertlik Deneyleri

4.1.1. Schmidt Çekici Sertlik İndeksi

Ceyhan Bej, Barbaros Bej, Antik Krem Bej, Osmaniye Vişne Çürüğü, Gözenekli Bazalt ve Sütunsal Bazalt adlı kaplama kayaçlarından alınan numuneler laboratuvar koşullarında ISRM standartlarına uygun olarak 9 farklı numune üzerinde ölçümler yapılmıştır. Deneyler sonucunda

elde edilen Schmidt çekici sertlik ortalama değerleri Çizelge 2'de verilmiştir

Çizelge 2. Schmidt çekici sertlik değerleri

Numune Adı	Schmidt Sertliği
Ceyhan Bej	53.25±3.16
Barbaros Bej	54.80±2.71
Antik Krem Bej	51.55±3.19
Osmaniye Vişne Çürüğü	47.42±3.34
Toprakkale Göz. Bazalt	34.60±5.22
Toprakkale Sütunsal Bazalt	52.40±2.26

4.1.2. Shore Scleroscope Sertlik İndeksi

Ceyhan Bej, Barbaros Bej, Antik Krem Bej, Osmaniye Vişne Çürüğü, Gözenekli Bazalt ve Sütunsal Bazalt adlı kaplama kayaçlarından alınan numuneler, Kaya Mekaniği laboratuvarında Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM), tarafından önerilen 10 cm²'lik düzgün yüzeyli ve en az 1 cm'lik kalınlıkta her bir kaya türü için 7 adet numune üzerine 20 ölçüm yapılmış ve ortalamaları alınarak Shore Sertlik İndeksi tespit edilmiş ve deney sonuçları Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 3. Shore Scleroscope sertlik indeks değerleri

Numune Adı	Shore Sertliği
Barbaros Bej	62.21±5.62
Antik Krem Bej	58.76±3.19
Ceyhan Bej	60.16±7.54
Osmaniye Vişne Çürüğü	57.83±7.85
Toprakkale Göz. Bazalt	54.49±5.13
Toprakkale Sütunsal Bazalt	63.09±7.26

Çizelge 4. Kayaçların fiziksel ve mekanik özellikleri.

Birim	Ceyhan Bej	Barbaros Bej	Antik Krem Bej	Osmaniye Vişne Çürüğü	Toprakkale Gözenekli Bazalt	Toprakkale Sütunsal Bazalt
Özellikler						
Birim Hacim Ağırlık (gr/cm ³)	2.66±0.03	2.70±0.02	2.71±0.01	2.58±0.01	2.54±0.03	2.72±0.03
Porozite (%)	0.26±0.04	0.32±0.04	0.42±0.13	1.88±0.93	4.51±0.65	1.37±0.91
Darbe Direnci (kg/cm ²)	3.60±2.19	3.60±2.19	4.40±2.19	2.80±1.78	4.40±2.19	15.20±4.38
Eğilme Direnci (kg/cm ²)	188.2±23.7	182.7±20.5	170.2±27.8	142.25±33.3	131.9±21.6	153.3±22.2
Aşınma İndeksi (cm ³ /50 cm ²)	18.70±5.46	19.28±5.58	23.20±8.82	28.25±10.65	23.95±5.53	13.25±3.25
Tek Eksenli Basma Dayanımı (kg/cm ²)	821.2±111.6	839.8±168.7	891.7±126.7	524.62±180.4	776.4±192.3	1115.1±154.4

5. KAYAÇLARIN SERTLİK DEĞERLERİ İLE FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER

Shore scleroscope ve Schmidt çekici sertlik

değerleri belirlenmiş olan kayaçların fiziko-mekanik özellikleri de tespit edilerek kayaçların sertlik değerleri ile fiziko-mekanik özellikleri arasında ilk önce her bir kayaç türü için ayrı ayrı daha sonra da numuneler bir bütün gibi düşünülerek regresyon

analizleri yapılmış ve en uygun korelasyon katsayısını veren ilişkiler ele alınarak sonuçlar Çizelge 5-6 ile Şekil 4-9'da verilmiştir.

Yapılan analizler neticesinde kayaçların sertlik ve diğer fiziko-mekanik özellikleri arasında oldukça iyi korelasyon katsayılı ilişkilerin varlığı tespit edilmiştir. Elde edilen ilişkiler kayaçların sertliklerinin belirlenmesi sonucunda diğer malzeme özellikleri hakkında yüksek korelasyon katsayılı tahminlerin elde edilebilirliğini sunmuştur.

Yapılan çalışmada 6 farklı birimin sertlikleri ve fiziko-mekanik özelliklerinin kendi aralarındaki ilişkileri incelenmiş ve her bir kaya türü için korelasyon bağıntıları belirlenmiştir (Çizelge 5).

Bütün kayaçların Shore scleroscope ve Schmidt çekici sertlik indeksleri diğer fiziksel ve mekanik özellikleri ilişkilendirilmiş ve regresyon analizleri yapılmıştır. Yapılan regresyon analizleri neticesinde Shore scleroscope ve Schmidt çekici arasında yüksek korelasyon katsayılı ilişkiler elde edilmiştir ($R^2=0.81$) (Çizelge 6) (Şekil 4).

Shore sertlik değerleri ile yapılan genel

korelasyon sonucunda birim hacim ağırlık için $R^2=0.82$, eğilme direnci için $R^2=0.84$, aşınma direnci için $R^2=0.84$ (Şekil 5) ve tek eksenli basma dayanımı için $R^2=0.88$ (Şekil 6) gibi yüksek korelasyon değerleri elde edilmiştir.

Schmidt çekici ise, birim hacim ağırlık ile $R^2=0.83$ (Şekil 7), eğilme dayanımı için $R^2=0.75$ (Şekil 8), aşınma direnci için $R^2=0.71$ ve tek eksenli basma dayanımı için $R^2=0.85$ (Şekil 9) korelasyon değerleri bulunmuştur.

Çizelge 6'dan da görüleceği gibi porozite ve darbe dayanım değerlerinin korelasyon katsayıları düşük çıkmıştır. Katsayıların düşük olması kaya sertlik değerleri ile aralarında istatistiksel bir ilişkinin oluşmadığı anlamına gelmez. Porozite ve darbe dayanım değerleri arasındaki ilişkinin iyi olmaması kayacın yapısında boşlukların varlığını ve mineraller arasında iyi bir bağın oluşmadığını göstermektedir. Farklı türdeki kayaçlar üzerinde benzer deneylerin tekrarlanması sureti ile bu ilişkilerin daha iyi ortaya konulması gereklidir.

Çizelge 5. Kaya sertlik değerleri ile fiziksel ve mekanik özellikler arasındaki ilişkiler (Kayaçların kendi aralarında).

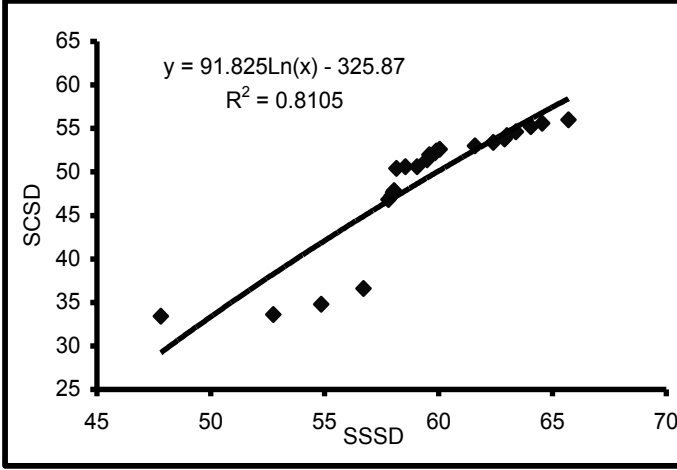
Özellikler (*)	CEYHAN BEJ				BARBAROS BEJ			
	Shore Scleroscope		Schmidt Çekici		Shore Scleroscope		Schmidt Çekici	
	İlişki	R^2	İlişki	R^2	İlişki	R^2	İlişki	R^2
B.H.A	$y=0.0095x+2.1$	0.73	$y=0.0137x+1.93$	0.92	$y=0.0048x+2.403$	0.69	$y=0.0149x+1.8854$	0.81
P.	$y=0.70\ln(x)-2.63$	0.62	$y=0.0186x-0.731$	0.98	$y=0.014x-0.537$	0.70	$y=0.0399x-1.8646$	0.71
D.D.	$y=0.557x-2951$	0.52	$y=0.9141x-44.67$	0.84	$y=0.763x-43.48$	0.89	$y=2.1622x-114.49$	0.86
E.D.	$y=424.7\ln(x)-1551.3$	0.75	$y=0.0032x^{2.7606}$	0.88	$y=398.6\ln(x)-1463.7$	0.79	$y=1069.8\ln(x)-4100.3$	0.89
A.I.	$y=1.68x-82.39$	0.84	$y=2.2703x-102.2$	0.93	$y=1.697x-86.3$	0.75	$y=5.1554x-263.24$	0.84
T.E.B.D.	$y=36.14x-1353.4$	0.93	$y=44.406x-1543.4$	0.85	$y=0.0002x^{3.707}$	0.80	$y=155x-7654.2$	0.83
	ANTİK KREM BEJ				OSMANİYE VIŞNE ÇÜRÜĞÜ			
	Shore Scleroscope		Schmidt Çekici		Shore Scleroscope		Schmidt Çekici	
	İlişki	R^2	İlişki	R^2	İlişki	R^2	İlişki	R^2
B.H.A	$y=0.007x+2.296$	0.74	$y=0.0103x+2.178$	0.82	$y=0.0034x+2.3862$	0.68	$y=0.0227x+1.5033$	0.80
P.	$y=0.124x-6.871$	0.88	$y=7.911\ln(x)-30.77$	0.70	$y=0.3107x-16.089$	0.89	$y=87.968\ln(x)-337.58$	0.81
D.D.	$y=1.09x-50.046$	0.29	$y=126.2\ln(x)-492.7$	0.77	$y=0.617x-32.67$	0.77	$y=2.883x-133.69$	0.43
E.D.	$y=26.204x-1369.6$	0.87	$y=37.71x-1773.7$	0.94	$y=11.506x-523.07$	0.96	$y=67.32x-3049.6$	0.84
A.I.	$y=8.426x-417.9$	0.90	$y=10.62x-524.23$	0.74	$y=203.27\ln(x)-796.6$	0.87	$y=1046.1\ln(x)-4008.4$	0.88
T.E.B.D.	$y=117.7x-6028.1$	0.85	$y=129.9x-5807$	0.54	$y=1E-08x^{6.0698}$	0.92	$y=2E-09e^{0.5571x}$	0.67
	TOPRAKKALE GÖZENEKLİ BAZALT				TOPRAKKALE SUTÜNSAL BAZALT			
	Shore Scleroscope		Schmidt Çekici		Shore Scleroscope		Schmidt Çekici	
	İlişki	R^2	İlişki	R^2	İlişki	R^2	İlişki	R^2
B.H.A	$y=0.0052x+2.2536$	0.90	$y=0.0182x+1.9049$	0.85	$y=0.0363x+0.436$	0.83	$y=0.6784x^{0.3515}$	0.70
P.	$y=0.116x-1.8121$	0.88	$y=14.04\ln(x)-45.238$	0.80	$y=1.778x-110.79$	0.91	$y=0.6927x-34.929$	0.44
D.D.	$y=0.3153x-12.177$	0.70	$y=1.358x-42.988$	0.74	$y=307.5\ln(x)-1258.6$	0.53	$y=0.0015e^{0.1761x}$	0.55
E.D.	$y=2.4958x-12.064$	0.89	$y=9.1821x-193.78$	0.92	$y=26.826x-1545.8$	0.95	$y=639.73\ln(x)$	0.64
A.I.	$y=0.8246x-19.228$	0.93	$y=2.642x-65.712$	0.73	$y=2.096x-120.34$	0.95	$y=0.1326e^{0.0857x}$	0.75
T.E.B.D.	$y=29.201x-871.23$	0.86	$y=3523\ln(x)-11763$	0.78	$y=179.12x-10156$	0.59	$y=98.414x-4012.6$	0.57

(*) (B.H.A: Birim hacim ağırlık. P: Porozite. D.D: Darbe dayanımı. E.D: Eğilme dayanımı. A.I: Aşınma indeksi (Böhme). T.E.B.D: Tek eksenli basma dayanımı)

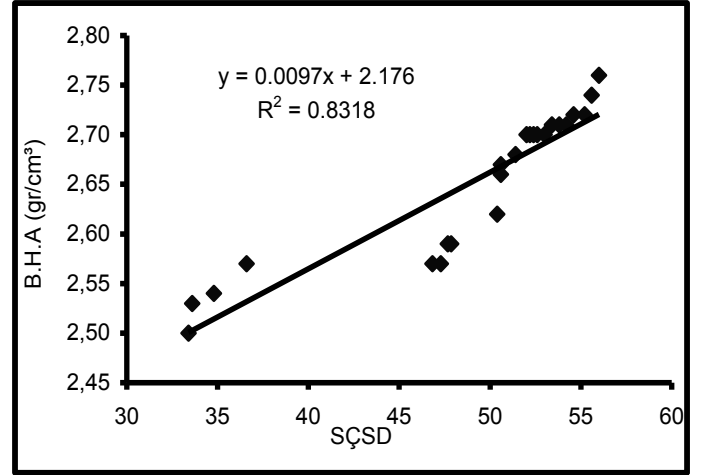
Çizelge 6. Bütün kullanılan kayaçların sertlik değerleri ile fiziksel ve mekanik özellikler arasındaki ilişkiler

Özellikler (*)	KAYAÇLARIN GENEL İSTATİSTİK BAĞINTILARI			
	Shore Scleroscope S. D		Schmidt Çekici S. D.	
	İlişki	R ²	İlişki	R ²
B.H.A.	$bha=0.0173.SSSD+1.6241$	0.82	$bha=0.0097.SÇSD+2.176$	0.83
P.	$p=1E-24.SSSD^{13.468}$	0.70	$p=0.0028e^{0.1153.SÇSD}$	0.54
D.D.	$dd=0.0005e^{0.1506.SSSD}$	0.63	$dd=0.105e^{0.0751.SÇSD}$	0.50
E.D.	$ed=0.0025.SSSD^{2.7009}$	0.84	$ed=2.2802.SÇSD^{1.0889}$	0.75
A.I.	$ai=0.0097e^{0.0894.SSSD}$	0.84	$ai=0.0088SÇSD^{1.9898}$	0.71
T.E.B.D.	$tebd=2917.2ln(SSSD)-11098$	0.88	$tebd=28.057SÇSD-563.65$	0.85
S.Ç.S.D.	$sçsd=91.825ln(SSSD)-325.87$	0.81	-	-

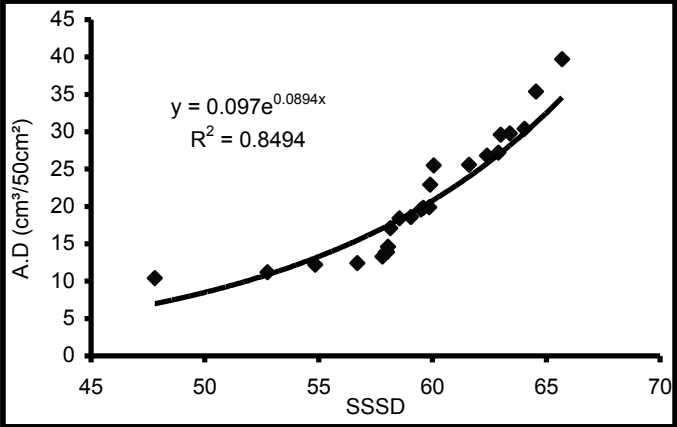
(*) (B.H.A: Birim hacim ağırlık, P: Porozite, D.D: Darbe dayanımı, E.D: Eğilme dayanımı, A.I: Aşınma indeksi (Böhme).T.E.B.D: Tek eksenli basma dayanımı. S.Ç.S.D: Schmidt çekici sertlik değeri, S.S.S.D: Shore scleroscope sertlik değeri)



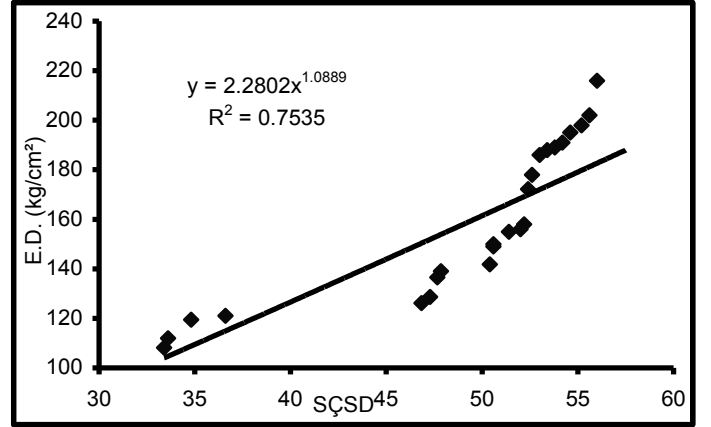
Şekil 4. Shore Scleroscope –Schmidt Çekici ilişkisi.



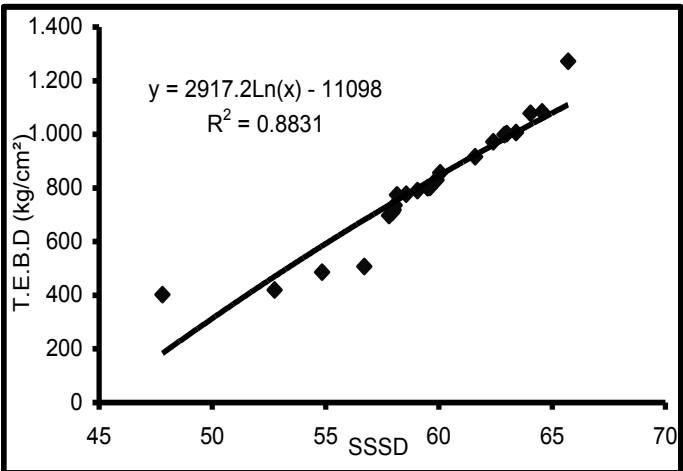
Şekil 7. Schmidt Çekici – Birim Hacim Ağırlık ilişkisi.



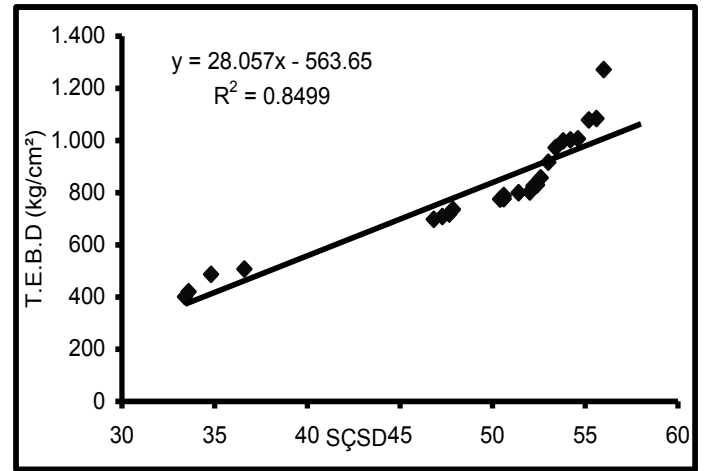
Şekil 5. Shore Scleroscope –Aşınma Direnci ilişkisi.



Şekil 8. Schmidt Çekici – Eğilme Dayanımı ilişkisi



Şekil 6. Shore Scleroscope–Tek Eksenli Basma D. İlişkisi.



Şekil 9. Schmidt Çekici–Tek Eksenli Basma Dayanımı ilişkisi.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada öncelikle kaya sertliği belirleme yöntemleri incelenmiştir. 6 farklı kaya türü üzerinde yapılan deneylerin sonucunda kayaçların Schmidt çekici sertlik indeksi, Shore scleroscope sertlik indeksi, birim hacim ağırlığı, porozitesi, darbe dayanımı, eğilme dayanımı aşınma direnci ve tek eksenli basma dayanım değerleri laboratuvar şartlarında tespit edilmiştir.

İlk önce 6 farklı kaya türünün kendi aralarında oluşabilecek istatistiksel ilişkileri incelenmiş daha sonra bütün kayaçlar dikkate alınarak incelenmiştir. Schmidt ve Shore sertlik indeks değerlerinin birbirleri ile ve sertlik değerlerinin diğer fiziksel ve mekanik özellikleri arasındaki ilişkiler belirlenmiştir. Regresyon analizi sonucunda oldukça yüksek korelasyon katsayısı veren ilişkiler elde edilmiştir.

Yapılan çalışma sonucunda kullanımı çok kolay ve maliyeti oldukça düşük olan Schmidt çekici ve Shore scleroscope sertliklerinin bilinmesi ile yüksek korelasyon değerleri ile kayaçların diğer fiziksel ve mekanik özelliklerinin tahmin edilmesi mümkün olmuştur. Fakat değişik türdeki kayaçlar üzerinde benzer çalışmaların çoğaltılarak istatistiksel ilişkilerin daha da geliştirilmesi gereklidir.

7. KAYNAKLAR

- Atkinson, R. H., 1993. Hardness tests for rock characterisation. *In. Compressive Rock Engineering*, Vol 3, Rock testing and site characterization, Ed. J. A. Hudson, pp. 105-117.
- Aufmuth, R. E., 1973. A systematic determination of engineering criteria for rocks. *Bull. Assoc. Eng. Geol.* 11, 235-245.
- Ceylanoğlu, A., Arpaz, E., Görgülü, K., 1999. Bazı kaya birimlerinin sertliklerinin belirlenmesi ve diğer malzeme özellikleri ile ilişkileri, Türkiye 16. Madencilik Kongresi, pp. 49-56. Ankara.
- Deere, D. U., Miller, R. P., 1966. Engineering classification and index properties for intact rocks. *Tech. Report. Air*

- Force Weapons Lab.*, New Mexico, No. AFNL-TR. pp. 65-116, Kirtland.
- Ghose, A. K., Chakraborti, S., 1986. Empirical strength indices of Indian coals an investigation. *Proceedings of 27th US Symp. on Rock Mechanics*. Balkema, Rotterdam, pp. 59-61.
- Gökçeoğlu, C., 1996. Schmidt sertlik çekici kullanılarak tahmin edilen tek eksenli basınç dayanımı verilerinin güvenilirliği üzerine bir değerlendirme. *Jeol. Mühendisliği*, 48, pp. 78-81.
- Haramy, K.Y., DeMarco, M. J., 1985. Use of Schmidt hammer for rock and coal testing. *26th US Symp. on Rock Mechanics*, 26-28 June, Rapid City, pp. 549-555.
- ISRM., 1981. Rock characterization testing and monitoring. ISRM suggested methods. *International society for rock mechanics*, 211 p.
- Kahraman, S., 1996. Basınç direnci tahmininde Schmidt ve nokta yük indeksi kullanmanın güvenilirliği In: Korkmaz ve S., Akçay, M., (Eds.), *K.T.U. Jeoloji Mühendisliği Bölümü 30. Yıl Sempozyumu. Bildiriler Kitabı*, Trabzon, pp. 362-369.
- Kidybinski, A., 1980. Bursting liability indices of coal. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 17, 167-171.
- Koncagül, E. C., Santi, P. M., 1999. Predicting the unconfined compressive strength of the Breathitt shale using slake durability, Shore hardness and rock structural properties. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, pp. 139-153.
- Sachpazis, C. I., 1990. Correlating Schmidt hardness with compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 42, 75-83.
- Schmidt, E., 1951. A non-destructive concrete tester. *Concrete* 59 (8), 34-35.
- Shorey, P. R., Barat, D., Das, M. N., Mukherjee, K. P., Singh, B., 1984. Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in-situ coal strength (Technical Note). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 21, 39-42.
- Singh, R. N., Hassani, F. P., Elkington, P. A. S., 1983. The application of strength and deformation index testing to the stability assessment of coal measures excavations. *Proc. 24th US Symp. On Rock Mech, Texas A&M Univ, AEG*, pp. 599-609.
- Xu, S., Grasso, P., Mahtap, A., 1990. Use of Schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock. *6th Int. IAEG Congress*. Balkema, Rotterdam, pp 511-519.
- Weissbach, W., 1998. Malzeme bilgisi ve muayenesi. Çevirenler: Anık, S., Anık, E. S. ve Vural, M. ISBN 975-511-077-1, Birsan Yayınevi, 348 s, İstanbul.

Laboratuar ölçekli delme makinasıyla kayaçların delinebilirlik analizi

Drillability analysis of rocks by using laboratory type drilling machine

R. Altındağ

S.D.Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi Maden Müh. Böl. 32260 Isparta

ÖZET: Kayaçların delinebilirliği, delme hızı (ilerleme hızı), uç batma miktarı, uç aşınma miktarı ve uç ömrü gibi çeşitli ifadelerle tanımlanabilmektedir. Bu çalışmada, kayacın delinebilirliği ilerleme miktarı olarak dikkate alınmıştır. Delme deneyleri 8 farklı kayaçtan hazırlanan kayaç örnekleri üzerinde yapılmıştır. Her kayacın fiziko-mekanik özellikleri ilgili standartlara uygun olarak belirlenmiştir.

Delme işlemi, sütunlu bir matkap üzerinde oluşturulan düzenek ile yapılmıştır. Sabit dönme hızında ve baskı kuvveti altında ucun zamana bağlı delme miktarları ölçülmüş ve her kayaca ait delme hızları hesaplanmıştır.

Sonuçta, hesaplanan ilerleme hızları ile kayaç özellikleri arasındaki ilişkiler regrasyon analizleriyle incelenmiştir. İncelenen kayaçların birbirlerine göre delinebilirlik özellikleri irdelenmiştir. Kayaçların delinebilirlik özelliklerinin, laboratuar ortamında oluşturulan bir deney düzeneği ile belirlenebilirliği incelenmiştir.

ABSTRACT: Drillability of rocks could be defined as penetration rate, bit penetration, bit wear value and bit life. Also, in this study, drillability of rock was called as penetration rate. Rock samples were prepared from 8 different rock types for experimental studies. The physico-mechanical properties were defined according to the related on standards.

Drilling tests were applied by using a laboratory-drilling machine. Penetration rate values depending on time were measured under constant rotation and thrust force. Than penetration rate value of a rock were determined for each rock sample.

As a result of the relationships between penetration rate and rock properties were investigated by using simple and multi - regression analysis.

1 GİRİŞ

Delme işlemi, bir çok parametrenin etkili olduğu bir kompleks prosestir. Delici uç tipi, uç geometrisi, dönme hızı, baskı kuvveti, akışkan ortamın basıncı gibi kontrol edilebilir parametrelerin yanı sıra, kayacın fiziksel ve mekanik özellikleri, süreksizlikler, tabakalanma durumları, tane boyutu, matriks yapısı, porozite, çimentolaşma derecesi ve aşındırıcı mineral oranı (kuvars vb.) gibi kontrol edilemeyen faktörler kayaç delinebilirliğinde etkili olmaktadır.

Kayaç delinebilirliği ise ilerleme hızı, uç aşınma miktarı, uç ömrü ve uç batma miktarı gibi çeşitli kavramlarla tanımlanabilmektedir. Kayaçların delinebilirliği ile kayaç özellikleri arasındaki ilişkiler çeşitli araştırmacılar tarafından incelenmiştir (Pflieder ve Blake (1953),

Protodyakanov (1962), Teale (1965), Paone vd. (1969), Hustrild (1971), Miller (1972), Schmidt (1972), Tandanand ve Unger (1975), Pathinkar ve Misra (1976), Rabia ve Brook (1980), Miranda ve Mello-Mendes (1983), Howarth ve Rowland (1987), Bilgin vd. (1993), Thuro (1997), Kahraman vd. (2000)). Bu çalışma kapsamında, kayaçların fiziksel özelliklerinin kayaç delinebilirliği üzerine etkilerinin bir delme düzeneği üzerinde delme hızı ile ilişkilerinin varlığı irdelenmiştir.

2 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Çalışmalarda 8 adet kayaç örneği kullanılmıştır. Söz konusu kayaçlara ait fiziko-mekanik özellikler TS 699 (1987) ve ISRM (1981)'e göre yapılmış ve sonuçlar Tablo 1' de verilmiştir.

Kayaçların yüzey sertliklerinden Shore sertliği değerleri C-2 tipi Shore Sclerescopu kullanılarak yapılmıştır. Kayaçların Schmidt değerleri ise L-tipi Schmidt çekici kullanılarak elde edilmiştir. *P*-dalga hızları da Pundit cihazı ile ölçülmüştür.

2.1 Delme deneyleri

Kayaçların laboratuvar ortamında delinebilirlik özelliklerinin belirlenmesi ve birbirlerine göre mukayeselerinin yapılabilirliğini irdelemek amacıyla bir deney düzeneği oluşturulmuştur. Delme ünitesi olarak sütunlu matkap kullanılmıştır. Matkabın yükleme koluna 2 kg'lık ağırlık asılarak baskı kuvveti sabit tutulmuştur. Delici uç olarak 6 mm çaplı burgulu matkap uçları ve her kayaç çeşidi için ayrı ayrı delici uç kullanılmıştır. Delme işlemlerinde kullanılan matkabın motor gücü 0.37 kW ve dönme hızı 160 dev/dak olarak seçilmiştir.

Kayaç, matkabın sehpa'sına monteli bir mengenin çeneleri arasına konan iki ağaç takoz arasına sıkıştırılarak sabitlenmiştir. Böylece, kayacın zedelenmeden sıkıştırılması sağlanmıştır. Delme işlemi esnasında batma değerleri, oluşturulan bir düzenekteki 0.01 mm hassasiyetli bir komperatörle ve delme süreleri ise kronometre ile ölçülmüştür.

Sabit yük altında kayaç ile ucun teması sağlandıktan sonra matkabın çalıştırma düğmesine ve kronometreye aynı anda basılmakta ve delme işlemi yaklaşık 3 mm civarında iken sistem durdurulmaktadır. Delme zamanına karşılık gelen batma miktarı komperatörden ölçülmekte ve delme hızları ise 1' no lu eşitlikle hesaplanmaktadır.

$$\text{Delme hızı} = \frac{\text{Delme miktarı}}{\text{Net delme süresi}} \text{ (mm/dak)} \quad (1)$$

Her kayaç yüzeyinde ölçülen en az 7 okuma değerinin ortalaması, o kayacın delme hızı (delinebilirlik indeksi) olarak değerlendirilmiştir. Çalışılan kayaçlara ait delinebilirlik indeksi (PR) değerleri Tablo 1'de verilmiştir.

3 DENEY VERİLERİNİN İSTATİKSEL ANALİZİ

Kayaçların delinebilirlik özelliği ile kayaç özellikleri arasındaki ilişkiler regresyon analizleriyle incelenmiştir. Kayaçların yüzey sertliklerinden Schmidt çekici değerleri (*Rn*) ve Shore sertliği (*SH*) ile delme hızı (*PR*) arasındaki

ilişkiler Şekil 1-2' de verilmiştir. Bu ilişkilere ait eşitlikler ise,

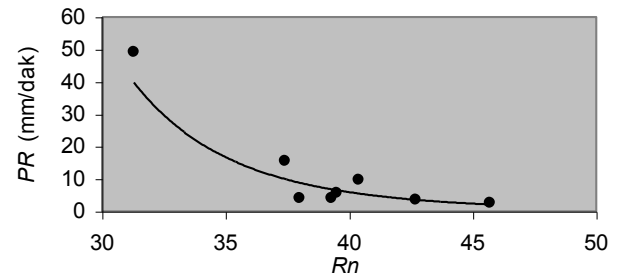
$$PR = 19473 e^{-0.2016 (Rn)} \quad (2)$$

$$r = -0.87,$$

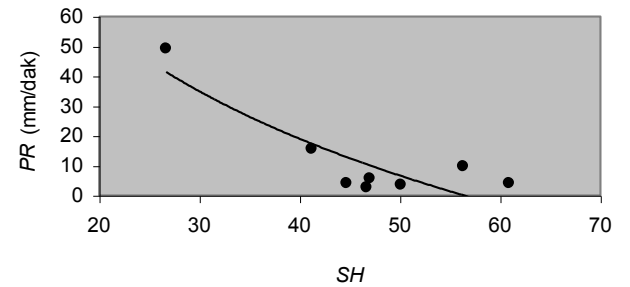
$$PR = 597017 (SH)^{-2.9693} \quad (3)$$

$$r = -0.76$$

dir. Burada; *PR* : delinebilirlik indeksi (mm/dak), *Rn*: L-tipi Schmidt çekici değeri, *SH* : Shore sertliği değeridir.

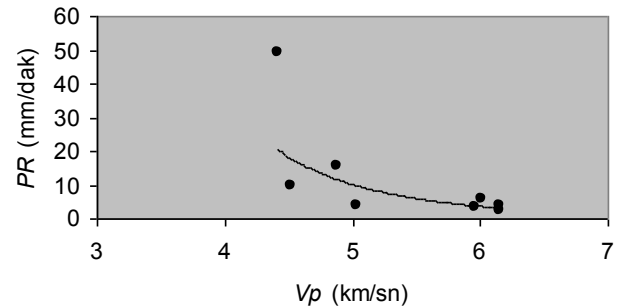


Şekil 1. Schmidt çekici sertliği ile delinebilirlik indeksi arasındaki ilişki



Şekil 2. Shore sertliği ile delinebilirlik indeksi arasındaki ilişki

Kayaçların *P*-dalga hızı (*Vp*) ile delinebilirlik



indeksi (*PR*) arasında $r = -0.81$ korelasyon katsayılı bir ilişki elde edilmiştir (Şekil 3). Söz konusu ilişkinin denklemi Eşitlik 4'de verilmiştir

Şekil 3. *P*-dalga hızı (*Vp*) ile delinebilirlik indeksi arasındaki ilişki

Tablo 1. Kayaçların fiziksel özellikleri

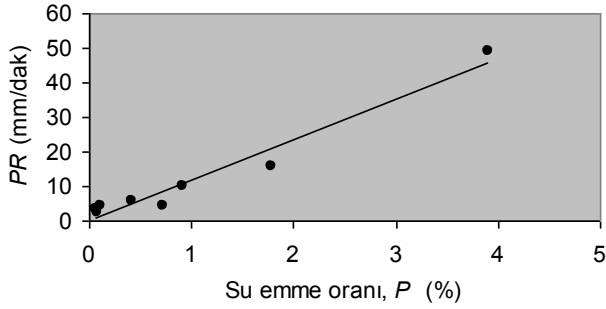
Kayaç No.	Kayaç Türü	Delme Hızı (PR) * (mm/dak)	Hacimce su emme (P) (%)	Birim hacim ağırlık (ρ) (g/cm ³)	Shore sertliği (SH)	Sismik Hız (Vp) (km/s)	Schmidt çekici değeri (Rn)	Nokta Yük Dayanım İndeksi (I _{s (50)}) (MPa)
1	Kireçtaşı	5,68 ± 1,55	0,42	2,74	47,0	6,016	39,5	9,89
2	Mermer	4,09 ± 0,94	0,11	2,72	44,7	6,150	39,3	7,25
3	Diyabaz	4,10 ± 1,75	0,72	2,89	60,9	5,038	38,0	15,39
4	Kireçtaşı	9,77 ± 0,95	0,91	2,50	56,3	4,520	40,4	9,67
5	Kireçtaşı	49,18 ± 3,26	3,90	2,40	26,7	4,411	31,3	4,50
6	Kireçtaşı	15,58 ± 3,04	1,79	2,51	41,2	4,875	37,4	7,14
7	Mermer	2,59 ± 0,38	0,08	2,73	46,7	6,147	45,7	7,02
8	Mermer	3,5 ± 0,90	0,06	2,71	50,1	5,953	42,7	9,50

* Çalışma koşulları : Baskı kuvveti (W) = 2 kg, d = 6 mm, dönme hızı = 160 dev/dak

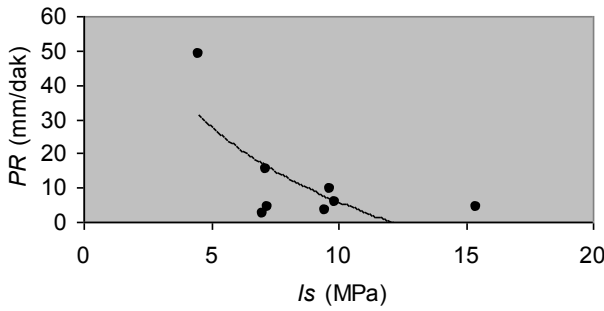
$$PR = 76850 (Vp)^{-5.5441} \quad (4)$$

Burada, PR : delinebilirlik indeksi (mm/dak), Vp : P-dalga hızı (km/sn) dir.

Kayaçların hacimce su emme oranları arttıkça delme hızlarının lineer olarak artış gösterdiği görülmüştür (Şekil 4) ve söz konusu ilişki Eşitlik 5'te verilmiştir. Kayaçların su emme özelliği porozitenin de bir göstergesi olduğuna göre porozitenin artışı delme hızında da bir artışı ifade etmektedir.



Şekil 4. Hacimce su emme oranı ile delinebilirlik indeksi arasındaki ilişki

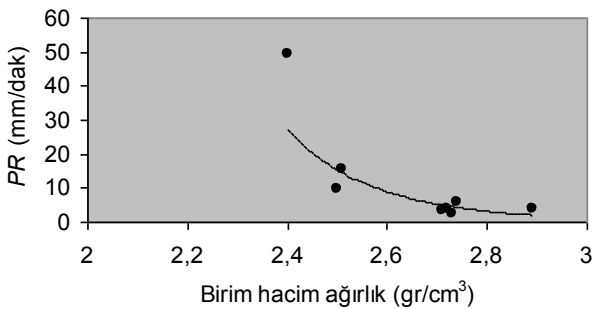


Şekil 5. Nokta yük dayanım indeksi ile delinebilirlik indeksi arasındaki ilişki

$$PR = 11.722 P + 0.1043 \quad (5)$$

$r = 0.98$,

Burada; P : hacimce su emme oranı (%) dır.



Şekil 6. Birim hacim ağırlıkları (ρ) ile delinebilirlik indeksi arasındaki ilişki

Kayaçların birim hacim ağırlıkları ile delme hızı arasında $r = -0.87$ korelasyon katsayılı bir üssel ilişki mevcuttur (Şekil 6). Söz konusu ilişkinin denklemi Eşitlik 6' da verilmiştir.

$$PR = 4468999.35 (\rho)^{-13.725} \quad (6)$$

Burada; ρ : kayacın birim hacim ağırlığı (g/cm^3) dür.

Kayaçların nokta yük dayanım değerleri ($Is_{(50)}$) ile delinebilirlik indeksi değerleri arasındaki ilişki Şekil 5'te verilmiş ve ilişki denklemi 7 nolu eşitlikle verilmiştir.

$$PR = -31.344 \ln (Is_{(50)}) + 78.203 \quad (7)$$

$r = -0.71$

Burada; $Is_{(50)}$: kayacın nokta yük dayanım indeksi (MPa) dir.

SH , Vp ve ρ ile PR arasında elde edilmiş istatistiksel eşitliklerde bulunan PR değerleri ile laboratuarda ölçülen PR arasındaki ilişkilerin durumu, diğer bir ifadeyle hesaplanmış PR değerlerinin ölçülen PR değerlerinden sapma durumları 1:1 eksenel çizgiden sapma durumları Şekil 7-11'de verilmiştir. Diğer taraftan delinebilirlik indeksi ile kayaçların fiziksel özellikleri arasındaki ilişkiler çoklu regresyon analizleri ile incelenmiş olup en anlamlı ilişkiler Eşitlik 8-10' da verilmiştir. Bu eşitliklerden elde edilen hesaplanmış PR ile laboratuarda ölçülmüş PR arasındaki ilişkiler grafik üzerinde incelenmiştir (Şekil 12-14).

$$PR = 11.7 (\rho) - 0.171 (SH) + 2.22(Vp) - 3.9 \quad (8)$$

$r = 0.99$,

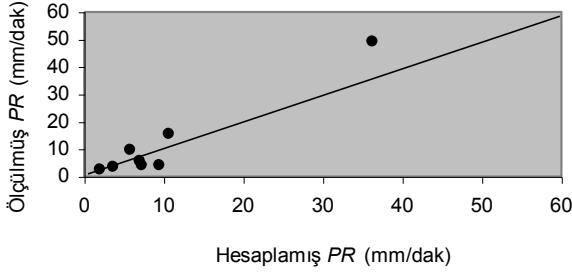
$$PR = 11.2 (P) - 5.8 (\rho) + 16.1 \quad (9)$$

$r = 0.98$,

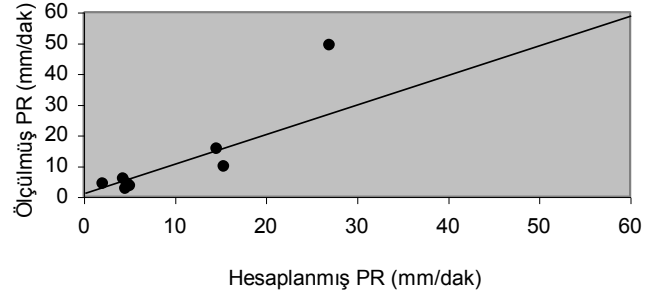
$$PR = 10.1(P) - 0.2(\rho) - 0.303(SH) + 0.054(Rn) + 14.3 \quad (10)$$

$r = 0.99$,

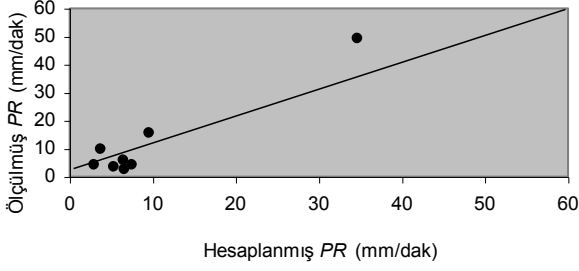
Burada; PR : delinebilirlik indeksi (mm/dak), ρ : birim hacim ağırlık (gr/cm^3), P : hacimce su emme oranı (%), SH : Shore sertliği, Vp : P-dalga hızı (km/s), Rn : Schmidt sertliğidir.



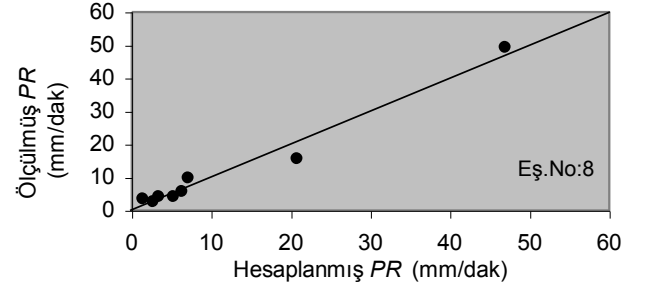
Şekil 7. Eşitlik 2'ye göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



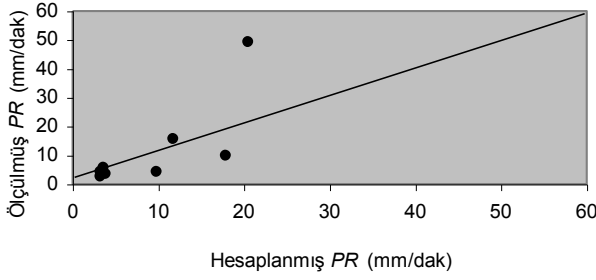
Şekil 11. Eşitlik 6'ya göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



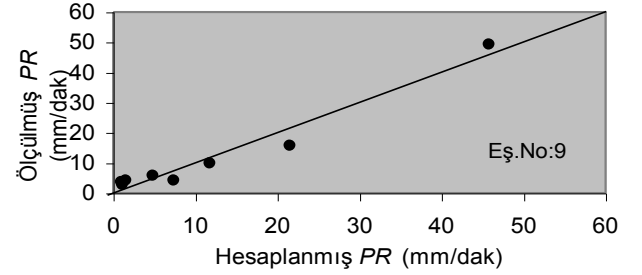
Şekil 8. Eşitlik 3'e göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



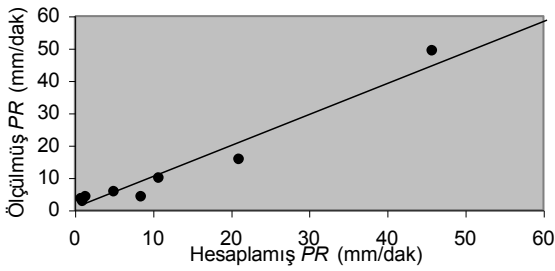
Şekil 12. Eşitlik 8'e göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



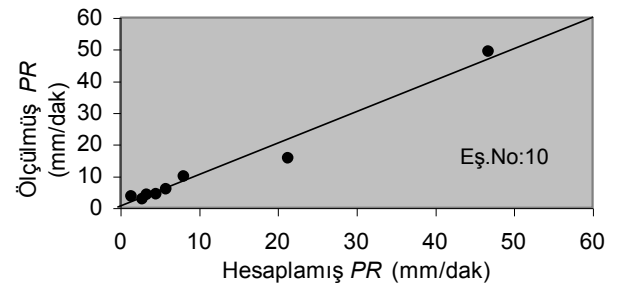
Şekil 9. Eşitlik 4'e göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



Şekil 13. Eşitlik 9'a göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



Şekil 10. Eşitlik 5'e göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki



Şekil 14. Eşitlik 10'a göre hesaplanmış *PR* ve ölçülmüş *PR* arasındaki ilişki

4 SONUÇLAR

Kayaçların delme hızlarıyla yüzey sertlikleri (Shore sertliği ve Schmidt çekici değeri) arasında ters bir ilişki vardır. Dolayısıyla, kayacın yüzey serliğinin artışı delme hızının azalacağına işaret etmektedir.

Aynı şekilde, yüksek V_p değerleri düşük delme hızlarını ifade etmektedir. Kayaçların delme hızları, hacimce su emme özelliklerinin artışıyla diğer bir ifadeyle görünür porozitenin artışıyla lineer artış göstermektedir. Dolayısıyla porozitenin varlığı veya yüksekliği kayaçların delme hızlarının artışına yardımcı olmaktadır.

Kayaçların hacimce su emme oranları ve yoğunluğunun iki bağımsız değişken olarak birlikte dikkate alınmasıyla kayaçların delme hızlarının daha yüksek korelasyonla tahmin edilebileceği görülmüştür.

Bundan sonraki çalışmalarda, kayaç farklılığı ve değişen delici makine tipine göre arazide elde edilen delme hızları ile aynı kayaçlar üzerinde laboratuvarda yapılan delme deneyi verilerinin birbirleriyle ilişkilerinin varlığı incelenmelidir. Böylece laboratuvar ortamında elde edilen test verilerine göre kayaçların delinebilirlik analizleri veya performans değerlendirmeleri daha sağlıklı yapılabilecektir.

KAYNAKLAR

- Protodyakonov MM., 1962, Mechanical properties and drillability of rocks. In: Proceedings of the 5th Symposium on rock mechanics, Univ. Minnesota, May, 103-118.
- Rabia H. and Brook W., 1980, An empirical equation for drill performance prediction. In: Proceedings of the 21st US Symposium on Rock Mechanics, Rolla, MO: University of Missouri, 103-111.

- Schmidt R.L., 1972, Drillability studies-percussive drilling in the field, BuMines RI 7684, p.31.
- Tandanand S. and Unger HF., 1975, Drillability determination – A drillability index of percussive drills. USBM RI 8073.
- Teale R., 1965, The concept of specific energy in rock drilling. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 2, 57-73.
- Thuro K., 1997, Drillability prediction: geological influences in hard rock drill and blast tunnelling, Geol Rundsch, 86, 426-438.
- TS 699, 1987, Tabii yapı taşları-Muayene ve deney metodları, Türk Standartları Enstitüsü, s.82.
- Bilgin N. , Eskikaya S. and Dincer T., 1993, The performance analysis of large diameter blast hole rotary drills in Turkey. Mine Mech. and Automation., 29-135.
- Howarth DF. and Rowland JC., 1987, Quantitative assessment of rock texture and correlation with drillability and strength properties. Rock Mech. and Rock Eng., 57-85.
- Hustrild W. A., 1971, The percussive drilling of quartzite. J.S. Afr. Inst. Mining Metall. 71(12), 245-270.
- ISRM Commission on testing methods, 1981, Suggested Methods for Rock Characterization Testing and Monitoring, Pergamon Press, Oxford.
- Kahraman S., Balcı C., Yazıcı S. and Bilgin N., 2000, Prediction of the penetration rate of rotary blast hole drills using a new drillability index. Int. J. Rock Mech. and Min. Sci., 37, 729-743.
- Miller M. 1972, Normalisation of specific energy. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 9, 661-663.
- Miranda A. and Mello-Mendes F., 1983, Drillability and drilling methods. Proceeding of the 5th Congress of the International Society of Rock Mechanics, Melbourne, E195-200.
- Paone J., Madson D. and Bruce WE., 1969, Drillability studies-laboratory percussive drilling, USBM RI 7300..
- Pathinkar AG. ve Misra GB., 1976, A critical appraisal of the Protodyakonov index. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 249-251.
- Pfleider E.P. and Blake R.L., 1953, Research on the cutting action of the diamond drill bit. Mining Engng. 5, 187-195.

Knoop sertlik indeksinin mermerlerin fiziko–mekanik özelliklerinin kestiriminde kullanılabilirliği

The usability of Knoop hardness index in determination of physico-mechanical characteristics of marbles

İ.S.Büyüksağış

AKÜ Afyon MYO Mermer Teknolojisi Prog.

R.M.Göktan

OGÜ MMF. Maden Müh. Böl. Meşelik / Eskişehir

ÖZET: Doğaltaşların yapılarda ve kaplamalarda kullanımı oldukça artmış olup, bunların nerelerde kullanılacağına fiziko-mekanik testlerin sonucuna bakılarak karar verilmektedir. Kayaçların sertliğini belirlemede bilinen değişik yöntemler bulunmakla birlikte, metal ve seramiklerin mikro sertliklerini belirlemede kullanılan Knoop sertlik indeksinin endüstriyel doğaltaşlarda geçerliliğine ilişkin detaylı bir çalışma yoktur. Bu çalışmada, 7 adet farklı karakterdeki endüstriyel doğaltaş üzerinde Knoop sertlik indeksi deneyi uygulanarak, diğer bilinen fiziko-mekanik özellikleriyle ilintileri saptanmaya çalışılmıştır. Mermerlerde geçerli olmak üzere, Knoop sertlik indeksinin tek eksenli basınç dayanımının kestiriminde güvenilir olarak kullanımının mümkün olduğu anlaşılmıştır.

ABSTRACT: The use of natural stones in buildings for surface covering have significantly increased and the location of use of these natural stones have been determined by evaluating their physico-mechanical characteristics. Although, different methods have been applied to determine hardness of rocks, there is no detailed study on the usability of Knoop hardness index for measuring hardness of industrial natural stones which is currently used to determine micro hardness of metals and ceramics. In this study, Knoop hardness index tests were applied for seven different natural stones and the relationships between the test results and the known physico-mechanical characteristics were determined. It was concluded that Knoop hardness index can be used for the prediction of uniaxial compressive strength.

1 GİRİŞ

Mermerlerin fiziko–mekanik özellikleri ve mineralojik analizler sonucu edinilen bilgiler mermerlerin nerelerde kullanılabileceğini belirlemede, kesim ve parlatma zorluklarının saptanmasında yardımcı olurlar. Bu amaçla yapılan testlerin yaygın olarak uygulananları tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, Shore scleroscope, Schmidt çekici, N.C.B. Konik, Cerchar, Mohs sertlik indeksleridir.

Bu anılan test ve analizler genelde zaman alıcıdır ve uygulamalarının uzmanlık ve tecrübe gerektirir olması nedeniyle de bazı zorluklar içerir. Öncelikle, testler için uygulanması istenilen standart deneylerde (TSE 699,1978 , ISRM, 1981 vb.) çok sayıda düzgün yüzeyli kübik ve silindirik numunelerin hazırlanması gerekir. Ayrıca, testler uzman görevliler tarafından gerçekleştirilmelidir.

Bu çalışmada, mermerlerin fiziko – mekanik dayanım özelliklerinin daha basit ve çabuk kestiriminde kullanılmak üzere Knoop sertlik indeksi değerleriyle olan ilişkileri araştırılmıştır.

2 KNOOP SERTLİK İNDEKSİ DENEYİ

Daha çok metaller için yapılan bir deney olmakla birlikte mineraller için de yapılabilmektedir (Şekil1). Mikro sertlik ölçme cihazı adı verilen deney setinin uç kısmına tepe açısı $172^{\circ} 30'$ olan elmas uç takılır (Şekil 2). Cihaz hidrolik veya elektromanyetik yöntemle itmiş olduğu kolu ve kolun ön kısmında bulunan ucu numune üzerine 0.025 - 10 kgf'lik bir yükü 10 - 30 sn zaman aralığında batırarak yüzeyin üzerinde bir iz bırakır (Şekil 3). Bu iz uzun bir baklava dilim şeklinde olup uzun kenarlar arasındaki mesafe 1 mikron hassasiyetle cihazın mikroskobu aracılığıyla ölçülerek

aşağıdaki bağıntı yardımıyla hesaplanır (Baydur, 1989),

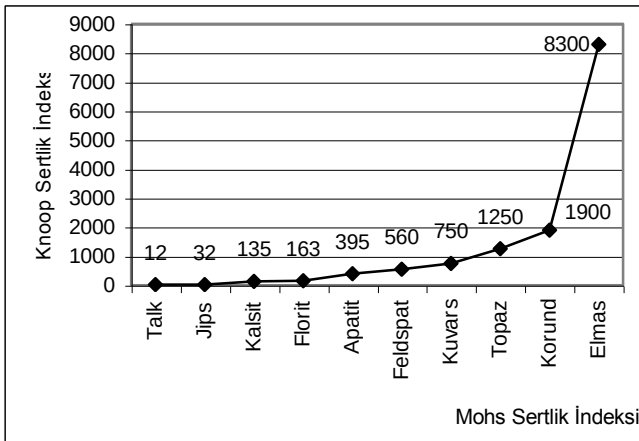
$$H_K = 1.451 * \frac{F}{d^2} \quad (1)$$

Burada;

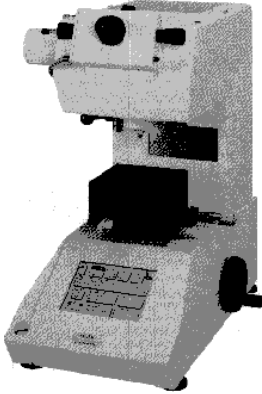
H_K = Knoop sertlik indeksi

F = Uygulanan yük (N)

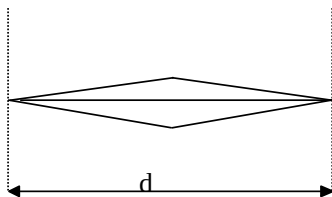
d = İzin diagonal uzunluğu (mikron)



Şekil.1 Knoop ve Mohs sertlik indekslerinin karşılaştırılması (Özbayoğlu, 1983 ; Bureau of Mines, 1982)



Şekil 2. Knoop sertlik ölçme cihazı.



Şekil 3. Knoop sertlik ölçme cihazının yüzey üzerinde bıraktığı iz.

2.1 İzlenen Araştırma Yöntemi

Deneylerde yüzey alanı 25 cm² olan ve yüzeyi parlatılmış (1000 grid'lik Al₂O₃ tozu ile), farklı fiziko – mekanik özelliklere sahip 7 adet CaCO₃ esaslı mermer (oniks, kireçtaşı , traverten dışındaki) numuneler kullanılmıştır.

Knoop sertlik indeksi deneyinin yapılmasında yük miktarı ve uygulama zamanını belirlemek için bir seri ön deney yapılmıştır. Sonuçta bu grup mermerler için 100 gr yükün 15 sn süre ile uygulanmasının doğru olacağına karar verilmiştir. Deneylerde düzgün - parlatılmış yüzeyli numuneler üzerinde toplam 10 okuma yapılmış ve bunların aritmetik ortalamaları alınarak Çizelge 1 'de verilmiştir.

Çizelge 1. Mermer örneklerine ait Knoop sertlik indeksi değerleri

Mermer İsmi	Knoop Sertlik Değeri	Ort. H_K
Manyas Beyaz	144-144-109-108-146-128-118-140-161-106	130
Uşak Grili	136-121-149-150-128-151-170-139-116-131	139
Afyon Çizgili Şeker	134-144-117-116-175-159-159-139-155-152	145
Muğla Beyaz	189-121-160-129-117-154-135-194-171-184	155
Afyon Kaplan Postu	173-128-174-175-137-163-171-155-151-130	156
Uşak Yeşil	157-135-143-154-126-158-148-300-113-176	161
Kütahya Menekşe	124-144-351-143-260-117-174-184-197-197	189

3 MERMERLERİN FİZİKO – MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Mermerlerin fiziko – mekanik özelliklerinin saptanmasında ilgili standartlara uygun nitelikte ve miktarda numuneler üzerinde standart deneyler yapılmıştır. Bu deneylerde elde edilen Çizelge 2'de görülmektedir.

4 İSTATİSTİKSEL ANALİZLER

Mermerlerin fiziko – mekanik özellikleri ile Knoop sertlik indeksi arasındaki ilişkilerin saptanması ve bu

özelliklerin tahmini için basit regresyon analizleri yapılmış ayrıca, bu analizlerin anlamlılık testleri yapılarak güvenilirlikleri araştırılmıştır.

$$t_h = (r \cdot \sqrt{n-2}) / (\sqrt{1-r^2}) \quad (2)$$

bağıntısı ile ifade edilir.

Burada;

t_h = Hesaplanan Student sayısı

t_α = Teorik Student sayısı

n = Örnek sayısı

r = Korelasyon katsayısı'dır.

4.1 Korelasyon Katsayıları

Mermerlerin fiziko – mekanik özellikleri ile Knoop sertlik indeksi arasındaki korelasyon Çizelge 3'te görülmektedir.

4.2 Regresyon Analizleri

Fiziko – mekanik özellikler bağımlı değişken olarak alınırken Knoop sertlik indeksi bağımsız değişken olarak alınmış, bunlar arasındaki regresyon eşitlikleri, düzeltilmiş determinasyon katsayıları (R^2_{adj}) ve denklemlerin istatistiksel güvenilirlik %'leri Çizelge 4'te gösterilmiştir.

4.3 Anlamlılık (t) Testi

Yapılan regresyon analizlerinin anlamlılığını saptamada t testi kullanılmıştır. Bu test bağımlı değişken ile bağımsız değişken arasındaki korelasyonun güvenilirliğini belirlemede kullanılır,

Bu bağıntı ile yapılan test sonucu bulunan değerler Çizelge 4'te görülmektedir. Serbestlik derecesi ($n - 2 = 7 - 2$)'ne göre % 95 güvenilirlik sınırında $t_\alpha = 2.57$ 'dir ve güvenilirlik şartı bulunan t_h değerinin t_α 'dan büyük olması gerekir. Buna göre sadece tek eksenli basınç dayanımının ($t_h = 6.8$) Knoop sertlik indeksi yardımıyla kestirimi güvenilir olduğu anlaşılmaktadır. Diğer fiziko-mekanik özelliklerinin hiç birisi t_α 'dan büyük t_h değerine sahip olmadığından, güvenilir değildir.

Çizelge 2. Mermerlerin fiziko - mekanik özellikleri (Büyüksağış, 1998)

Mermer Türü	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (kgf/cm ²)	Dolaylı Çekme Dayanımı (kgf/cm ²)	Shore Scleroscope Sertlik İndeksi	Schmidt Çekici Sertlik İndeksi	NCB Konik Delici Sertlik İndeksi	Cerchar Sertlik İndeksi	Mohs Sertlik İndeksi
Muğla Beyaz	541	38	30	50	4.9	2	3
Uşak Yeşil	762	38	44	60	3.7	2	4
Uşak Gri	509	42	38	57	4.2	2	3
Afyon Çiz. Şeker	554	48	34	52	3.9	2,5	3
Manyas Beyaz	400	45	43	50	4.6	2	3
Afyon K. Postu	647	49	40	55	4.6	2	4
Kütahya Menekşe	888	67	47	63	4.5	2,5	4

Çizelge.3. İlişkilerin korelasyon katsayıları

	Dolaylı Çekme Dayanımı	Shore Scleroscope Sertlik İndeksi	Schmidt Çekici Sertlik İndeksi	NCB Konik Delici Sertlik İndeksi	Cerchar Sertlik İndeksi	Mohs Sertlik İndeksi	Knopp Sertlik İndeksi
Tek Eksenli Basınç Dayanımı	0.58	0.54	0.87	-0.23	0.44	0.86	0.95
Endirekt Çekme Dayanımı		0.54	0.52	0.16	0.74	0.43	0.66
Shore Scleroscope Sertlik İndeksi			0.70	-0.22	0.12	0.67	0.40
Schmidt Çekici Sertlik İndeksi				-0.39	0.30	0.75	0.75
NCB Konik Nokta Sertlik İndeksi					-0.23	-0.17	0.04
Cerchar Sertlik İndeksi						0.09	0.48
Mohs Sertlik İndeksi							0.74

Çizelge 4. Knoop sertlik indeksi ile bağımsız değişkenler arasındaki regresyon denklemleri

Bağımlı Değişken (X ₁)	Bağımsız Değişken (Y)	Regresyon Eşitliği	t Testi t _h	R ² _{adj}	İstatistiksel Güvenilirlik (%)
Knoop Sertlik İndeksi	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (kgf/cm ²)	8.27 (X ₁) - 656.35	6.81	0.883	99.9
	Dolaylı Çekme Dayanımı (kgf/cm ²)	0.35 (X ₁) - 6.27	1.94	0.318	89.12
	Shore Scleroscope Sertlik İndeksi	0.13 (X ₁) + 19.99	0.98	-0.004	63.15
	Schmidt Çekici Sertlik İndeksi	-0.198 (X ₁) + 24.86	2.52	0.471	94.69
	NCB Koni Delici Sertlik İndeksi	0.001 (X ₁) + 4.19	0.09	- 0.197	7.07
	Cerchar Aşın. Sert. İnd.	0.006 (X ₁) + 1.18	1.23	0.081	72.84
	Mohs Sertlik İndeksi	0.02 (X ₁) + 0.208	2.49	0.464	94.50

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Knoop sertlik indeksi genelde metal sertliklerinin ölçülmesinin yanı sıra minerallerin ve kayaların sertliklerinin ölçülmesinde de kullanılabilir. Mermerlerin fiziko – mekanik özelliklerinin saptanmasında kullanılan bir çok deney bulunmakla birlikte, gerekli numune ölçülerinin büyüklüğü ve uygulama sırasında karşılaşılan güçlükler göz önüne alındığında, daha kolay ve daha küçük ölçülerde numuneler üzerinde uygulanabilen Knoop sertlik indeksi ölçme deneyi alternatif bir deney olarak görülmektedir.

Yapılan deneyler ve istatistiksel analizler sonucunda hakiki mermerler için geçerli olmak üzere, mermerlerin tek eksenli basınç dayanımının Knoop sertlik indeksi yardımıyla kestirilebilmesi mümkün görülmektedir. Schmidt çekici ve Mohs

sertlik indeksi değerleri de Knoop sertlik indeksi yardımıyla tahmin edilebilmekte ancak, yapılan anlamlılık testlerine göre fazla güvenilemeyeceği anlaşılmaktadır.

Knoop sertlik indeksi bir mikro sertlik deneyi olması nedeniyle, özellikle homojen yapılı kayalarda uygulanması daha gerçekçi sonuçlar verecektir. Diğer taraftan heterojen yapılı ve değişik minerallerden oluşmuş kayalarda ise mineralojik olarak bu minerallerin % miktarlarının belirlenmesi ve çok sayıda (>30) ölçme yapılarak bir yaklaşım getirilmesi daha mantıklı olacaktır. Deney için kullanılan ucun oldukça küçük bir yüzey alanına sahip olması nedeniyle, heterojen yapılı kayalarda batırılan yerdeki mineral değişimlerin yanıltıcı sonuçlar alınmasına neden olabilecektir. Dolayısıyla çok sayıda yapılacak ölçümlerinin aritmetik ortalamalarının dikkate alınması hata payını azaltacaktır.

6 KAYNAKLAR

- Baydur, G., 1989, “ Malzeme ”, Türk Hava Kurumu Basımevi, 406 sf, Ankara.
- Bureau of Mines, 1982, “ Mineral Commodity Summaries ”, US Department of the Interior, Washington.
- Büyüksağış, İ.S., 1998, “ Dairesel Testereli Mermer Kesme Makinalarında Mermerlerin Kesilebilirlik Analizleri ” Osmangazi Üniv. F.B.E. Doktora Tezi, Eskişehir.
- ISRM, 1981, “ Suggested Methods for Determining Hardness and Abbrasiveness of Rocks ”, Int. J. Rocks Mech. Min. Sci. And Geomechanics, Abstract, V. 15, p. 89 - 98.
- Özbayoğlu, Y., 1983, “ Elmaslı Sondaj Tekniği El Kitabı ”, Şafak Matbaası, Ankara.
- TS 699, 1978, “Doğal Yapı Taşlarının Muayene ve Deney Metotları ”, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

Malatya Ovası'ndaki zeminlerin indeks özelliklerinin belirlenmesi

Index properties of alluvial soil in Malatya Plain

T. Depci, M. Karakuş & A. Önal

İnönü Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Malatya, 44069

ÖZET: Bu çalışma, Malatya Ovasındaki allüvyal zeminlerin jeolojik ve jeomekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan kapsamlı bir çalışmanın, zeminin indeks özelliklerinin incelenmesine yönelik bir kısmını kapsamaktadır. Bölgede yapılan bu çalışma yapıların stabilitesi açısından önemli bir katkı sağlayacağı düşünülmektedir. Daha önceden güneyden kuzeye doğru akmış nehirlerden kaynaklanan Kuvaterner yaşlı allüvyal çökeller ile kaplı Malatya Ovasında devam etmekte olan inşaatlar genel olarak siltli killi zeminler üzerine yapılmaktadır. Bu yüzden yapılaşmanın yoğun olduğu Koyunoğlu, Çilesiz, Karakavak lokasyonlarından indeks özelliklerini belirlemek amacıyla örselenmemiş ve örselenmiş zemin örnekleri üzerinde deneysel çalışmalar yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre bulunan bulgular değerlendirildiğinde inceleme sahasındaki zeminlerin bileşiminde yer alan kalsit, feldspat ve kuvarsın varlığından kaynaklanan düşük özgül ağırlığa sahip olduğu, örneklerin %80'inin ince boyutlu, %20'sinin iri boyutlu olduğu ve birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre ince boyutlu zemin örneklerinin yaklaşık %67'sinin CL (düşük plastisiteli kil), %25'nin ML (düşük plastisiteli silt), %8'nin de MH (yüksek plastisiteli silt) grubunda olduğu görülmüştür. Doğal su içeriği, plastisite, sıvılık ve kıvamlılık indeksleri birlikte değerlendirildiğinde inceleme sahasındaki zeminlerin kuru, katı ve yarı katı durumda olup, orta plastisiteye sahip olduğu belirlenmiştir.

ABSTRACT: This research is a part of a wider project on determination of geological and geomechanical properties of Alluvial soil in Malatya Plain. In this particular paper, only determination of soil index properties were included. The research undertaken in the region is believed to contribute the evaluation of surface buildings' stability. The constructions in the region are mainly carried out in clayey and silty soil in the Malatya Plain covered with Quaternary aged alluvial deposits originated from river which had flown from North to South. Therefore, to determine index properties of soil in the region in which constructions are still escalating, laboratory tests were carried out on disturbed and undisturbed soil samples taken in Koyunoğlu, Çilesiz, Karakavak locations. According to the tests results, the soil in the region has a lower particle specific gravity which is due to existence of calcite, feldspar and quarts. In addition, soil samples was found to be comprised of 80 % fine grain and 20 % coarse grain particle size distribution. In terms of the Unified Soil Classification System (USCS), fine grained particles consist of 67 % CL (low plasticity clay), 25 % ML (low plasticity silt), and 8 % MH (high plasticity silt). When the soil in the region were evaluated in terms of its natural water content, plasticity index, liquidity index and consistency index, the soil is dry, solid and semi solid having mean plasticity.

1 GİRİŞ

Malatya Ovasının doğu kesiminde yapılaşma alanlarının bitmesi nedeniyle son yıllarda yapılaşmanın genelde ovanın batısına doğru kaydığı görülmektedir. Buna bağlı olarak yapılaşma da hızlı bir şekilde artmaya devam etmektedir. Ancak bu hızlı yapılaşmaya rağmen bugüne kadar Malatya ovasının zeminini oluşturan jeolojik birimlerin inşaat

uygulamalarında kullanılabilecek jeomühendislik özelliklerinin belirlenmesi için yapılan kapsamlı bir çalışma bulunmamaktadır.

Bölgenin aktif fay hatlarına yakınlığı ve deprem riskinin yüksekliği düşünüldüğünde yapılaşma alanlarındaki temel zeminlerin jeoteknik özelliklerinin bilinmesinin ne kadar önemli olduğu ortaya çıkmaktadır.

Bu nedenle, son yıllarda yapılaşmanın hızlı geliştiği ve devam edeceği görülen, Malatya ovası Güney Batısındaki yaklaşık 10 km²'lik bir alan bu çalışma kapsamında incelenmiştir.

Zeminlerin indeks özelliklerinin belirlenmesi amacıyla Koyunoğlu, Çilesiz ve Karakavak arasındaki kalan alanda, üzerinde yapı olmayan lokasyonlardan 15 adet örnek alınmıştır (Şekil 1).

Zeminin jeolojik ve indeks özellikleri ve bu özellikler yardımıyla elde edilen parametrelerin kullanılması ile bölgede gerçekleştirilen yapılaşmanın daha güvenli olacağı düşünülmektedir.

2 BÖLGENİN JEOLJİK YAPISI

İndeks özelliklerinin deneysel olarak incelendiği alan kuzeyden yaklaşık doğu-batı doğrultulu Malatya-Akçadağ, güneyde ise Malatya-Yeşilyurt karayolu ile sınırlanmaktadır ve bölgedeki birim Beylerderesi formasyonu üstünde ve inceleme alanının güney ve güney doğusunda yer alan Üst Eosen yaşlı Yapraklı formasyonu ile sınırlı, Kuvaterner yaşlı eski alüvyon çökelleridir (Şekil 1).

Zeminlerin mineralojik bileşiminin belirlenmesi için, X- ışınları kırınım (tüm zemin) analizi XRD cihazı kullanılarak yapılmıştır. XRD analizine göre çalışma sahasındaki zeminin ortalama %60 kil, %26 kalsit, %8 kuvars ve %6 feldspat bileşimlerinde oluştuğu belirlenmiştir.

Bu araştırmanın konusunu oluşturan inceleme sahasının güneyinde alüvyal zeminin kalınlığı 1 m'den az iken, kuzeye doğru kalınlığı artmaktadır. İnceleme sahasında ise kalınlık yer yer 3 m'yi aşmaktadır. Zemin, çakıl, kum, silt ve kil boyutu malzemelerden oluşmuştur. Üstte en fazla 50 cm.lik bir toprak örtü altında çoğu alanda killi siltli malzeme bulunmaktadır. Bunlar kırmızımsı-kahve rengiyle Malatya civarındaki diğer killi oluşumlardan ayrılmaktadır. Çakıllı düzeyler ise killi, siltli malzeme arasında ara seviyeler halinde bulunmaktadır. Çakıl taneleri daha çok Yapraklı formasyonuna ait kireçtaşı ve daha yaşlı birimlerden türemiştir. Horata ve Kumlu derenin eski yatağına yaklaştıkça çakılların boyutları irileşmektedir. Çakıl taneleri iyi yuvarlaklaşmış olup daha çok kuzey-güney doğrultusunda uzun eksenleri boyunca akış yönünde sıralanmışlardır. Kalınlıkları ise çok kısa mesafelerde değişmekte olup yer yer 2 m'ye ulaşmaktadır.

3 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

3.1. Örnek Alımı

Örnek alma işlemi inceleme sahasının doğusundan batısına doğru derinlikleri 2-2.5 m arasında değişen 15 adet deneme çukuru açılarak TSE 1901 (1975) standartlarına uygun olarak 9 adet örselenmemiş ve 6 adet örselenmiş örnek alınmıştır. Örselenmemiş örnek almak için 20 x 30 cm'lik çelik, içi boş, paslanmaz ve bir ucu sivri silindirik örnek alıcılar kullanılmıştır.

Deneme çukurlarının derinliği sahada devam eden inşaat temel derinlikleri baz alınarak kepçe yardımıyla açılmıştır.

3.2. İndeks Özellikleri

Özgül ağırlık deneyi: ASTM D. 854 (1994) standardına uygun olarak yapılmıştır. Zeminin özgül ağırlık değeri ortalama 2.53 gr/cm³ olarak bulunmuştur. Killi zemin için, elde edilen özgül ağırlık değerlerindeki düşüklüğün sebebinin zeminde bulunan kalsit (2.7 gr/cm³), feldspat (2.5-2.6 gr/cm³) ve kuvars (2.65 gr/cm³) özgül ağırlıklarına bağlı olarak etkilendiği düşünülmektedir. Bu değerler zeminin mineralojik yapısını destekler nitelikte olup, feldspat miktarındaki artışın ise özgül ağırlığını daha çok düşürdüğü görülmüştür.

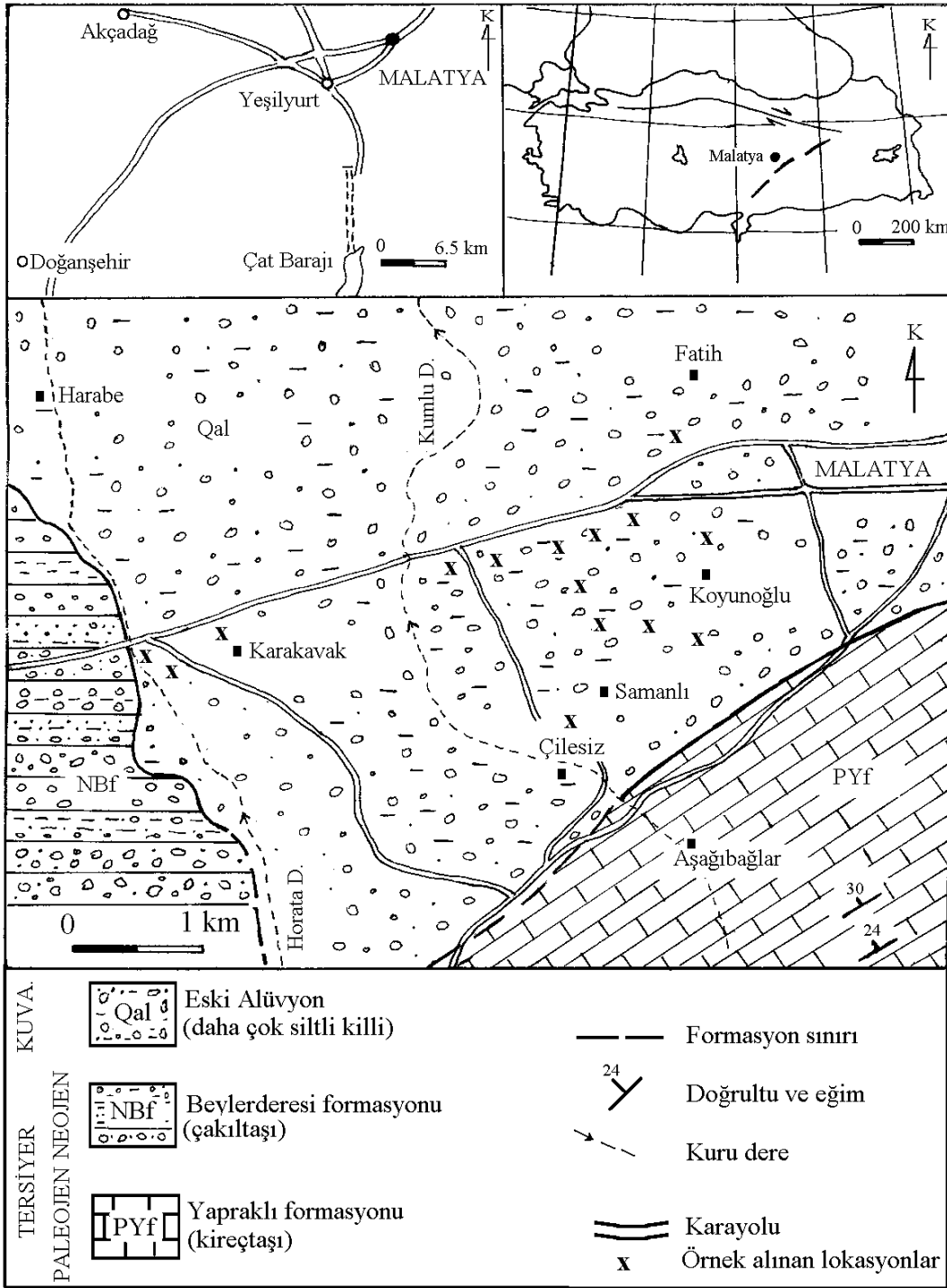
Kıvam (Atterberg) limitleri; ASTM D 4318 (1994) standartına uygun olarak likit limit ve plastik limit deneyleri yapılmıştır. Zeminin likit limit değeri ortalama %37.5, plastik limit değeri ise ortalama %22.3 olarak bulunmuştur.

Doğal su içeriği: ASTM D. 2216 (1994) standardına uygun olarak yapılmıştır. Zemin su içeriği ortalama % 15 olarak bulunmuştur. Elde edilen su içeriklerinin zeminin plastik limit değerlerinden düşük çıkmasından dolayı zeminin kuru özellikte olduğu anlaşılmaktadır.

Tane boyu dağılımı: ASTM 421 ve 422 (1994) standartları uygun olarak elek ve hidrometre analizleri yapılmıştır. Zemin ortalama %12.2 çakıl, %20.9 kum, %50 silt ve %16.9 kil boyutunda malzemeden oluştuğu belirlenmiştir.

Standart proktor deneyi: ASTM D 1557 (1994) standartına uygun olarak yapılmıştır. Yapılan standart proktor deneyi sonucunda zeminin ortalama %20.40 optimum su içeriğinde 1.7 gr/cm³ kuru yoğunluğa sahip olduğu belirlenmiştir.

Birim hacim ağırlık (doğal, doymuş ve kuru), porozite ve boşluk oranı ve doymuşluk derecesinin



Şekil 1. İnceleme sahasının yer buldur ve jeoloji haritası

belirlenmesi için 5 cm çaplı 2 cm yüksekliğinde konsolidasyon ring halkası ve örselenmemiş örnekler kullanılmıştır.

Zeminin kuru birim hacim ağırlığı ortalama 1.51 gr/cm^3 olarak bulunmuştur. Bu değer $1.40-1.70 \text{ gr/cm}^3$ arasında olduğundan zeminin kuru birim hacim ağırlığı düşüktür. Zeminin doğal birim hacim ağırlığı ortalama 1.80 gr/cm^3 ve doymun birim hacim ağırlığı ise ortalama 1.91 gr/cm^3 Boşluk oranı ve porozite değerleri sırasıyla ortalama 0.66 ve %39.70 olup, zemin orta gözeneklilik sınıfına girmektedir.

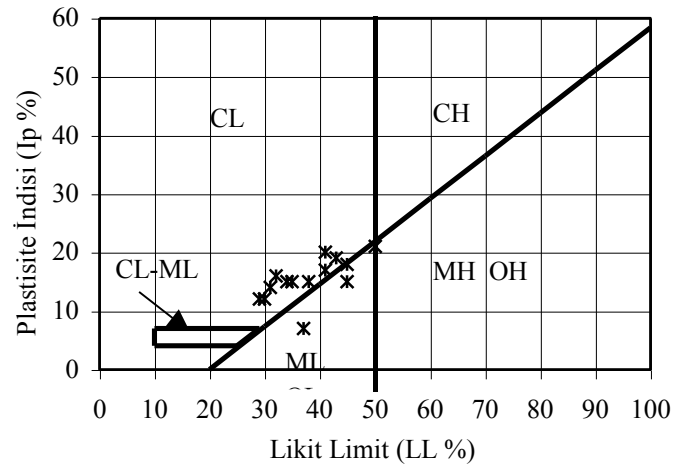
Ayrıca boşluk oranı arttığında zeminin doğal birim hacim ağırlığı değerlerinde düşme olduğu gözlenmiştir. Zeminin doymunluk derecesi değerleri ortalama %72.42 olup, elde edilen değerler %0-100 arasında olduğundan zeminde üç fazın (su + hava + katı) bir arada bulunduğu anlaşılmıştır. Elde edilen indeks özellikleri kullanılarak zeminin plastisite, sıvılık, kıvamlilik indeksleri ile aktivite değerleri bulunmuştur.

Plastisite indeksi değeri ortalama %15.20 olarak bulunmuştur. Plastisite indeksi Leonards (1962)'a

göre değerlendirildiğinde inceleme sahasındaki zeminlerin plastik zemin, Burmister (1951)'e göre değerlendirildiğinde ise orta plastik zemin olduğu belirlenmiştir.

Sıvılık indeksi değerleri ortalama -0.59, kıvamlilik indeksi değerleri ise ortalama 1.54 olarak bulunmuştur. Sıvılık indeksi 1'den küçük çıkmasından dolayı zeminin katı ve yarı katı kıvamda olduğu, kıvamlilik indeksi ise 1'den büyük çıkmasından dolayı zeminin katı (aşırı konsolide) olduğu belirlenmiştir. Sıvılık ve kıvamlilik indeksi değerlerine göre varılan yargılar, diğer indeks özellikleri deney sonuçlarını destekler nitelikte olduğu görülmektedir.

Zeminin aktivite değeri ortalama 1.10 olarak bulunmuş olup, Skempton (1953)'a göre genelde normal aktif killer olarak değerlendirilmiştir.



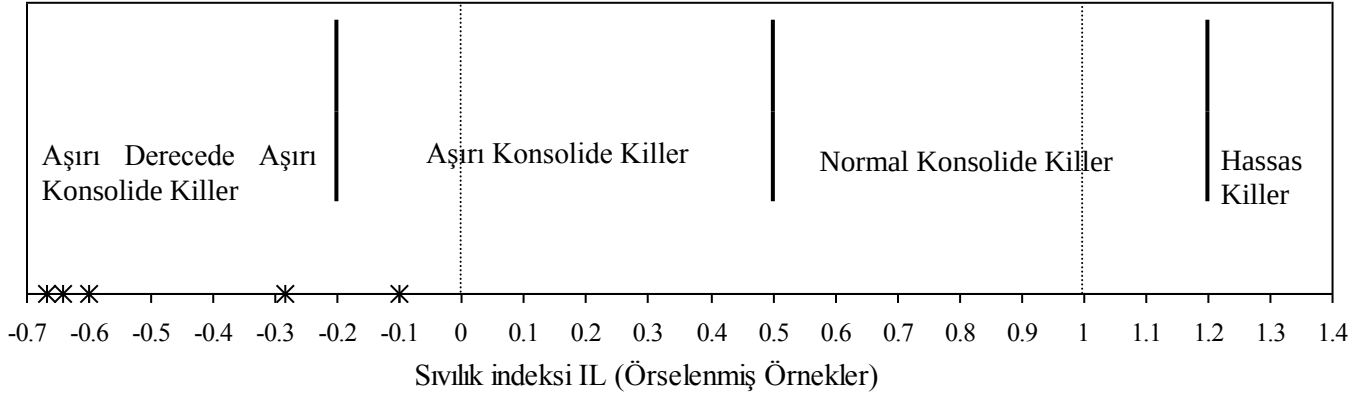
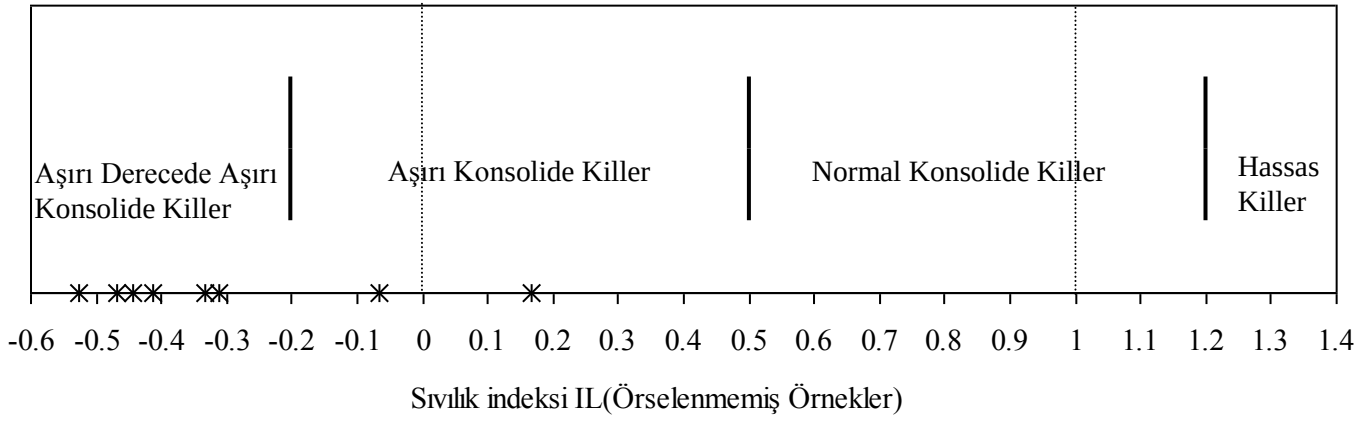
Şekil 2. Inceleme sahasındaki ince taneli zeminlerin plastisite abağındaki dağılımı

3.3. Zeminin Sınıflandırılması

İnceleme sahasındaki zeminler Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre sınıflandırılmıştır. Bunun için elek ve hidrometre analizleri sonuçları ile, plastisite indeksi ve likit limit değerleri kullanılarak elde edilen plastisite kartı kullanılmıştır. Alınan örneklerden elek analizi sonucu 3 tanesinin (3 ve 7 nolu örselenmemiş, 4 nolu örselenmiş örnekler) ince taneli malzeme oranı %50'nin altında olduğundan bu örnekler çakıl ve kum boyutuna göre değerlendirilmiştir. Diğer örnekler ise plastisite abağı üzerinde değerlendirildiğinde (Şekil 2); zemin örneklerinin % 66.7'si CL (düşük plastisiteli kil), % 25'i ML (düşük plastisiteli silt), % 8.3'ü MH (yüksek plastisiteli silt) grubunda olduğu görülmektedir.

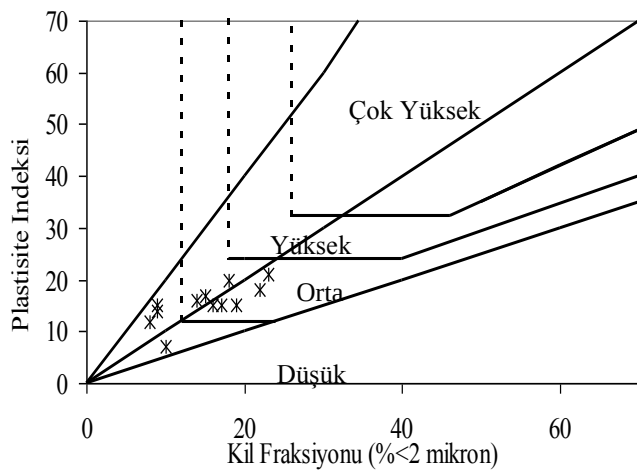
Çizelge 1. İnceleme alanındaki zeminin indeks özellikleri (U: Örselenmemiş örnekler, D: Örselenmiş örnekler, ML: düşük plastisiteli silt, CL: düşük plastisiteli kil, GM: siltli çakıl, GC: killi çakıl, MH: yüksek plastisiteli silt, SC: killi kum)

Parametre, sembol, birim	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	D1	D2	D3	D4	D5	D6
Özgül ağırlık, Gs	2.48	2.5	2.5	2.42	2.6	2.53	2.46	2.53	2.5	2.65	2.7	2.61	2.6	2.5	2.43
Likit limit, LL, %	45	30	31	35	32	38	43	41	45	50	34	31	29	41	37
Plastik limit, PL %	27	18	19	20	16	23	24	24	30	29	19	17	17	21	30
Doğal su içeriği, W, %	19	20	7	19	11	16	14	17	25	23	10	8	9	19	8
Kuru birim hacim ağırlık, γ_n , gr/cm ³	1.87	-	-	1.81	1.69	1.69	-	1.83	1.9	-	-	-	-	-	-
Doğal birim hacim ağırlığı, γ_n , gr/cm ³	1.92	-	-	1.89	1.93	1.86	-	1.94	1.92	-	-	-	-	-	-
Doygun birim hacim ağırlık, γ_k gr/cm ³	1.54	-	-	1.52	1.52	1.42	-	1.55	1.53	-	-	-	-	-	-
Boşluk oranı, e	0.61	-	-	0.6	0.72	0.78	-	0.63	0.64	-	-	-	-	-	-
Porozite, n, %	37.9	-	-	37.3	41.7	43.8	-	38.6	38.9	-	-	-	-	-	-
Doygunluk derecesi, S _r , %	86.6	-	-	78.1	42.3	61	-	71.1	95.3	-	-	-	-	-	-
Plastisite indeksi, I _p	18	12	12	15	16	15	19	17	15	21	15	14	12	20	7
Sıvılık indeksi I _L	-0.4	0.2	-1	-0.07	-0.31	-0.5	-0.5	-0.41	-0.33	-0.3	-0.6	-0.6	-0.7	-0.1	-3.1
Kıvam indeksi I _R	1.44	0.2	2	1.07	1.31	1.47	1.53	1.41	1.33	1.29	1.6	1.64	1.67	1.1	4.14
Aktivite, A	0.82	1.5	-	0.88	1.14	0.94	-	1.13	0.79	0.91	1.7	1.56	-	1.1	0.7
Zemin Grubu	ML	CL	GM	CL	CL	CL	GC	CL	ML	MH	CL	CL	SC	CL	ML

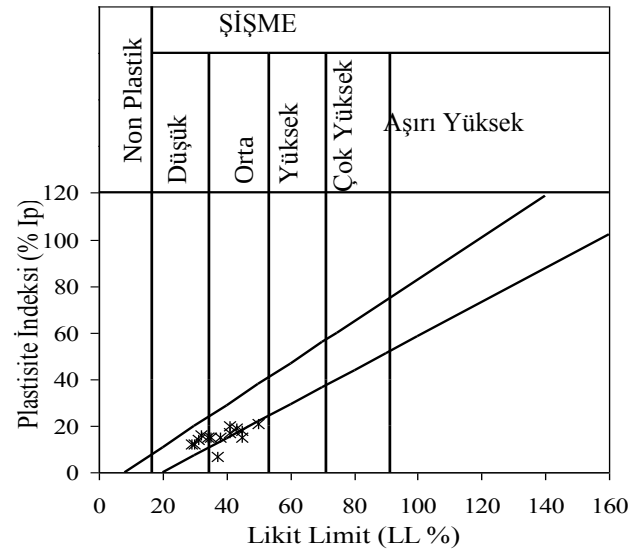


Şekil 3. İnceleme sahasına ait zeminlerin sıvılık indeksine göre belirlenen konsolidasyon dereceleri

Şişme potansiyeli, Van Der Merwe (1964) tarafından geliştirilen şişme potansiyeli abağı (Şekil 4) ve Dakshanamany ve Raman (1973) tarafından geliştirilen şişme potansiyeli abaklarına (Şekil 5) göre belirlenmiştir. Her iki abak üzerinde zemin verileri değerlendirildiğinde zemin örneklerinin %66,7'sinin orta dereceli şişme potansiyeline, %33.3'ü ise düşük dereceli şişme potansiyeline sahip olduğu görülmektedir.



Şekil 4. İnceleme sahasındaki ince boyutlu malzemelerin plastisite indeksi ve kil yüzdesi kullanılarak belirlenen şişme potansiyeli



Şekil 5. İnceleme sahasındaki ince boyutlu malzemelerin plastisite indeksi ve Likit limit kullanılarak belirlenen şişme potansiyeli

4 SONUÇLAR

İnceleme sahasındaki zeminler düşük özgül ağırlığa sahiptir. Bu durum bileşimde yer alan kalsit, feldspat ve kuvarsin varlığından kaynaklanmaktadır.

Örneklerin %80'i ince taneli, %20'si iri tanelidir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre ince boyutlu zemin örneklerinin yaklaşık %67'si CL (düşük plastisiteli kil), %25 ML (düşük plastisiteli silt), %8'de MH (yüksek plastisiteli silt) grubundadır.

Doğal su içeriği, plastisite, sıvılık ve kıvamlilik indeksleri birlikte değerlendirildiğinde inceleme sahasındaki zeminlerin kuru, katı ve yarı katı durumda olup, orta plastisiteye sahip olduğu belirlenmiştir.

İnceleme sahasındaki zemin Kuvaterner yaşlı alüvyal çökel ve aşırı konsolidasyon derecesine sahiptir. Tersiyer ve Kuvaterner yaşlı alüvyal ve kolüvyal çökeller ve aşırı konsolide killerin en çok şişebilen zeminler arasında olduğu bilinmektedir. Ancak inceleme sahasındaki zeminlerin şişme potansiyeli orta-düşük şişme potansiyeline sahiptir.

Zemin örneklerinin belirlenen indeks özellikleri arasında farklılıklar bulunmaktadır. Bu farklılıklar alüvyal ortamlardaki litolojilerin yanal ve düşey yönlerde süreklilik göstermemelerinden kaynaklanmaktadır.

TEŞEKKÜR

2000/64 nolu yüksek lisans projesi kapsamındaki bu çalışmayı destekleyen İnönü Üniversitesi Araştırma Fon saymanlığına teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

- ASTM. 1994. Annual Book of ASTM Standards Soil And Rock (I): D 420-4914 V.06.08
- Burmister, D.M. 1951. Identification and clasification of soils- An apprasial and statement of principles, ASTM. STP 113, Amer. Soc. for Test and Mat., Philadelphia, 3-24, 85-91
- Dakshanamany, V. and Raman, V. 1973. A Simple Method of Identifying an Expansive Soil, Soils and Foundations, Vol.13, No.1, 97-104
- Leonards, G.A. 1962. Foundation Engineering, Mc. GrawHill Book Comp. 1136 pp.
- Means, W. and Parcher, J.V. 1963. Physical Properties of Soil, Charles E. Merrill Columbus Ohio, 476 pp.
- Skempton, A.W. 1953. The Colloid Activity of Clays, Proc. 3rd. Intl. Conf. Soil Mechs. Found. Eng. Zurich, Vol. 1, 57-61
- TSE-1901. 1975. İnşaat Mühendisliğinde Sondaj Yolları İle Örselenmemiş ve Örselenmiş Numune Alma Yöntemleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- Van Der Merve, D.H. 1964. The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage clay Fraction of Soils, Civil Engineers in Africa, 103 - 106

Kaya Mekaniği Uygulamaları-Açık Ocak Madenciliği
Rock Mechanics Applications-Open Pit Mining

Yapay kaya bloklarında patlatma deneyleri ile kaya davranışlarının izlenmesi

Monitoring rockmass behaviour through detonation tests in artificial rock blocks

M.Kılıç & H.A.Bilgin

Orta Doğu Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET: Bu çalışmanın amacı iki farklı patlayıcı maddenin üç değişik yapay kaya türü üzerindeki etkinliğini karşılaştırmak ve yapay kayaların davranışlarını izleyerek ve ölçerek somut biçimde ortaya koymaktır. Yumuşak, orta sert ve sert kayaları temsil etmek üzere farklı karışıma sahip betonlar ile üç ayrı yapay kaya elde edilmiştir. Tek patlatma deliği oluşturulan, fiziksel model bloklar üzerinde bir dizi patlatma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Patlayıcıların verimliliklerini değerlendirmede farklı değişkenler izlenip ölçülmesine karşın bu bildiride, kırılma açıları, kayaların tepki zamanları ve ayna hızları olmak üzere üç değişkene yer verilmiştir. Söz konusu üç değişken üzerinde kaya türünün, patlayıcı cinsinin ve dilim kalınlığının etkileri araştırılmış ve sunulmuştur. Kırılma açıları bir açı ölçeği kullanılarak ölçülmüş, kayaların tepki süreleri ve ayna hızları ise yüksek hızlı bir kamera kullanılarak izlenip saptanmıştır. Kaya özelliklerinin, kayanın davranışına ve patlatma verimine olan etkileri ortaya konulmuş ve uygulamada her kaya için uygun patlayıcı seçiminin önemi vurgulanmıştır.

ABSTRACT: The aim of this study is to investigate the performance of two different explosives on three different artificial rocks and to determine the behaviour of artificial rock types by monitoring and measuring. Three different types of artificial rocks, simulating high, medium and low strength rocks, are obtained by prepearing three different concrete mixtures. A series of single hole blasting tests are conducted on physical model blocks. Although efficiency of blasting was assessed by measuring and/or monitoring several parameters, only three of them, the breakage angle, face velocity and minimum response time, are discussed in this paper. Effects of explosive properties, rock properties and blasting geometry on these parameters are studied and presented. Minimum response times and face velocities were monitored using a high speed camera. Effects of rock properties on rock behaviour in blasting and blasting efficiency are explained and importance of explosive selection according to the rock type are pointed out.

1 GİRİŞ

Patlayıcı kullanarak kaya parçalama işleminin sonuçları, bunu takip eden yükleme, taşıma, kırma-eleme gibi diğer işlemlerin başarısını da doğrudan etkileyeceğinden maden ve taşocaklarındaki en önemli birim işlemler arasında yer alır. Patlayıcı ile kaya parçalama işlemi mekaniği basit olmadığı gibi, patlatma geometrisi, patlayıcı özellikleri ve kaya özellikleri gibi pek çok değişkenin de etkisi altındadır.

Bir patlayıcı yükü infilak ettiğinde enerjisinin bir kısmı şok dalgaları olarak delik çevresindeki kayaya aktarılır (Persson 1978, Langefors & Kihlstrom 1963, Duvall 1966). İnfilakın başlangıcını takiben delik, infilak basıncının kayanın dinamik dayanımı

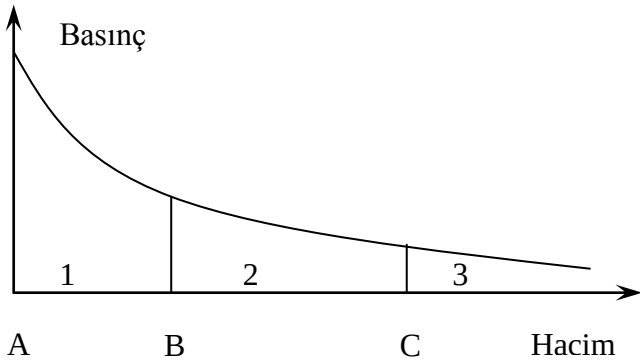
tarafından dengelendiği denge durumu oluşana kadar, çap doğrultusunda genişler. Bu aşamaya kadar sarfedilen enerjiye şok enerjisi denir. İnfilak sırasında reaksiyon sonucu açığa çıkan çok yüksek basınç ve sıcaklıktaki gaz ürünleri serbest yüzeyden atmosfere ulaşınca kadar kayadaki çatlaklar içerisinde ilerler ve çatlakları genişletirler. Bu sırada sarfedilen enerjiye ise itme enerjisi adı verilir. Gazlar atmosfere ulaştıktan sonra enerjileri faydalı bir iş üretmeyen atık enerjidir ve sadece ısı, ışık ve hava şoku yaratır (Brinkmann 1987, Brinkmann 1990).

Yukarıda sözü edilen enerji bölüşümünü daha iyi açıklayabilmek için infilak olayının basınç-hacim eğrisine bakmak gerekir. Her patlayıcının basınç-

hacim eğrisi farklıdır ve patlayıcının idealliğine göre değişir (Tosun, 1993).

Şekil 1’de görülen basınç-hacim eğrisinde B noktası patlayıcının denge durumuna ulaştığı anı, C noktası infilak ürünü gazların atmosfere kaçtıkları anı göstermekte 1, 2 ve 3 numaralı bölgeler ise sırasıyla patlayıcının şok enerjisini, itme enerjisini ve atık enerjiyi temsil etmektedir. Patlayıcının işe yarar (kullanılabilir) enerjisini şok ve itme enerjilerinin toplamı oluşturur ve bunun büyüklüğü kaya ve patlayıcı özelliklerine, enerjinin ne kadarının şok, ne kadarının itme enerjisine dönüştüğüne göre değişir (Brinkmann 1987, Brinkmann 1990). İnfilak hızı düşük ve gaz ürünleri fazla bir patlayıcının itme enerjisi daha fazladır ve malzemenin ötelenmesinin önemli olduğu uygulamalar için tercih edilmelidir. Yüksek infilak hızlı bir patlayıcı ise kaya parçalanması için güçlü kırma etkisinin istendiği sert, dayanıklı kayalarda daha iyi iş görür (Dowding ve Aimone 1992, Anon 1987).

Kaya parçalanması üzerine ilk çalışmalarda patlayıcı ile kaya parçalanmasından baskın olarak gerilim (şok) dalgalarının sorumlu olduğu belirtilmektedir. Duvall ve Atchison (1957) parçalanmada işin büyük kısmını şok dalgası ve takip eden kabarmaya (spalling) atfetmişlerdir. Langefors ve Kihlstrom (1963) daha sonra parçalanma mekanizmasına çatlakların gaz basıncı ile ayrılmasını dahil etmişlerdir. Cook (1966) kaya



Şekil 1. Basınç-Hacim eğrisi parçalanmasını, delik içerisindeki gaz basıncı ve delik önündeki kütlenin ataletsizliği arasında sıkışan malzemede potansiyel enerjiye dönüşen patlayıcı enerjisi tarafından malzemede oluşturulan gerilimin boşalması şeklinde açıklamıştır. Persson 1996 yılında parçalanma derecesinin ve kırılan kayaların fırlatılma hızlarının şok enerjisi ile ilişkili olabileceklerini göstermiştir

Kutter ve Fairhurst (1971), Field ve Ladegaard-Pederson (1971), homojen pleksiglas model bloklar ve homojen kaya model bloklarla yaptıkları deneylerle parçalanma işleminde hem şok enerjisinin hemde itme enerjisinin önemli olduklarını ve parçalanma işlemindeki rollerinin birbirlerini tamamlayıcı olduğunu göstermişlerdir.

Singh (1999)’ e göre infilak sırasında kaya parçalanması bir patlayıcının şok ve gaz enerjilerinin ortak etkileri sonucunda oluşmaktadır ve patlayıcının enerji bölüşüm özelliklerine göre gaz enerjisinin rolü biraz daha yüksek olabilmektedir.

Kaya ve patlayıcı arasındaki etkileşimi bilmek ve patlayıcı tipini buna göre seçmek patlayıcı verimini etkileyecektir. ABD’ deki araştırmacılar patlayıcı empedansının (infilak hızı ile yoğunluğunun çarpımı) kaya empedansına (ses dalgası hızı ile yoğunluğunun çarpımı) eşit olması gerektiği varsayımını doğrulamışlardır. Bu nedenle granit ve bazalt gibi sert kayalarda yüksek infilak hızı daha çok tercih edilirken düşük infilak hızlı patlayıcılar kireçtaşı ve kumtaşı gibi daha yumuşak kayalarda kullanılmalıdır (Olofsson 1988)

2 MODEL BLOK DENEYLERİ

Literatürde, patlayıcı ile kaya parçalama mekanizmasını anlayabilmek için gerçekleştirilmiş bir çok model blok deneyine rastlanmaktadır. Bu deneyler genellikle pleksiglas, homolit, beton gibi yapay malzemelerden yada kireçtaşı ve granit gibi kayalardan oluşturulmuş küçük model bloklarda gerçekleştirilmişlerdir. Krukowa’nın 1993 yılında 100×100×100 cm boyutlarındaki bloklarda gerçekleştirdiği deneyler dışında literatürde rastladığımız bütün deneyler küçük boyutlu (~30 cm) bloklarda gerçekleştirilmiş olduklarından deney sonucunda boyut analizi için elde edilen çok az miktardaki malzeme sadece bir kaç parçadan oluşmuştur. Bundan başka genellikle bu deneyler boyunca ne patlayıcı tipi ne de model malzemesinin özellikleri değiştirilmemiş dolayısı ile de malzeme ve patlayıcı özelliklerindeki değişimler göz önüne alınmamıştır (Kılıç 1999). Fakat gerçek patlatma işlemlerinde malzeme özellikleri bir ocaktan diğerine, hatta aynı ocak içerisinde bile değişim göstermektedir ve patlayıcı performansının bir kayadan diğerine değişim gösterdiği bilinmektedir. Patlatma yoluyla kaya parçalama işlemi yalnızca patlayıcının etkisini değil kaya kütlesinin buna tepkisini de içermektedir. Bu nedenle de bir patlayıcı çalışmasında patlayıcı özelliklerinin yanısıra kaya tepkisinin de göz önünde bulundurulması patlatma olayına gerçekçi yaklaşımlar geliştirilebilmesi açısından önemlidir.

2.1 Deney yöntemi

Bu çalışmada patlatma deneyleri büyük (100×110×150 cm) boyutlarda ve farklı kaya türlerini temsil edebilmeleri için farklı malzeme özelliklerinde hazırlanmış beton bloklarda gerçekleştirilmiştir.

Düşük, orta ve yüksek dayanımlı kayaları temsil edebilmek amacıyla üç değişik beton karışımı hazırlanmış ve Patlayıcı A ve Patlayıcı B olarak iki ayrı patlayıcı kullanılmıştır (Bilgin vd. 1999). Deneylerde kullanılan patlayıcıların özellikleri Çizelge 1 ve Çizelge 2’de verilmiştir. Çizelgelerden görülebileceği gibi Patlayıcı A’nın empedansı, Patlayıcı B’nin ise gaz hacmi daha yüksektir.

Model bloktaki delik patlayıcı ile doldurulup sıkılandıktan sonra, kaya kütesinin patlatmaya tepkisini yüksek hızlı kamera ile izlemek amacıyla blok ön yüzüne (aynaya) tahta küpler yerleştiril-

Çizelge 1. Patlayıcı A’ya ait teknik özellikler

Yoğunluk, gr/cm ³	1.50
İdeal İnfilak Hızı, m/s	7527
İdeal İnfilak Basıncı, Gpa	23.71
İnfilak Reaksiyon Enerjisi, Mj/kg	4.70
Gaz Hacmi, l/kg	894.7
Empedans, MKg/m ² s	11.29

Çizelge 2. Patlayıcı B’ye ait teknik özellikler

Yoğunluk, gr/cm ³	1.00
İdeal İnfilak Hızı, m/s	5070
İdeal İnfilak Basıncı, Gpa	8.29
İnfilak Reaksiyon Enerjisi, Mj/kg	3.76
Gaz Hacmi, l/kg	928.3
Empedans, MKg/m ² s	5.07

miş ve kırılan parçaların toplanması için blok önüne plastik örtü serilmiştir. Deney düzeneğinin tamamı Şekil 2’de görülmektedir. Patlatma öncesi ayrıca dilim kalınlığı, sıkılama yüksekliği, özgül şarj, delik çapı, delik uzunluğu, kullanılacak patlayıcı tipi ve miktarı gibi parametreler deney raporuna kaydedilmiştir. Son olarak da patlama izleme sistemi çalıştırılarak, şarj manyeto ile ateşlenmiştir.

3 DENEY SONUÇLARI

İnfilak sonrasında bloklar ilk aşamada görsel olarak incelenmişler, kırılma açıları ölçülmüş ve kırılan parçalar elek analizi için toplanmıştır.

Patlatma sonucunda blokta, Şekil 3’teki çizim ve Şekil 4’deki fotoğrafta görüldüğü gibi, V şeklinde bir patlatma krateri oluşması beklenmektedir. Fakat bazı bloklar yüksek özgül şarj miktarları nedeniyle çok fazla kırılmaya uğramış (Şekil 5) ve bu bloklarda kırılma açısı ölçümü mümkün olamamıştır. Öte yandan bazı bloklar ise fazla dilim kalınlığı nedeniyle ortadan ikiye ayrılmış (Şekil 6) ve bu bloklardan da ölçüm alınamamıştır.

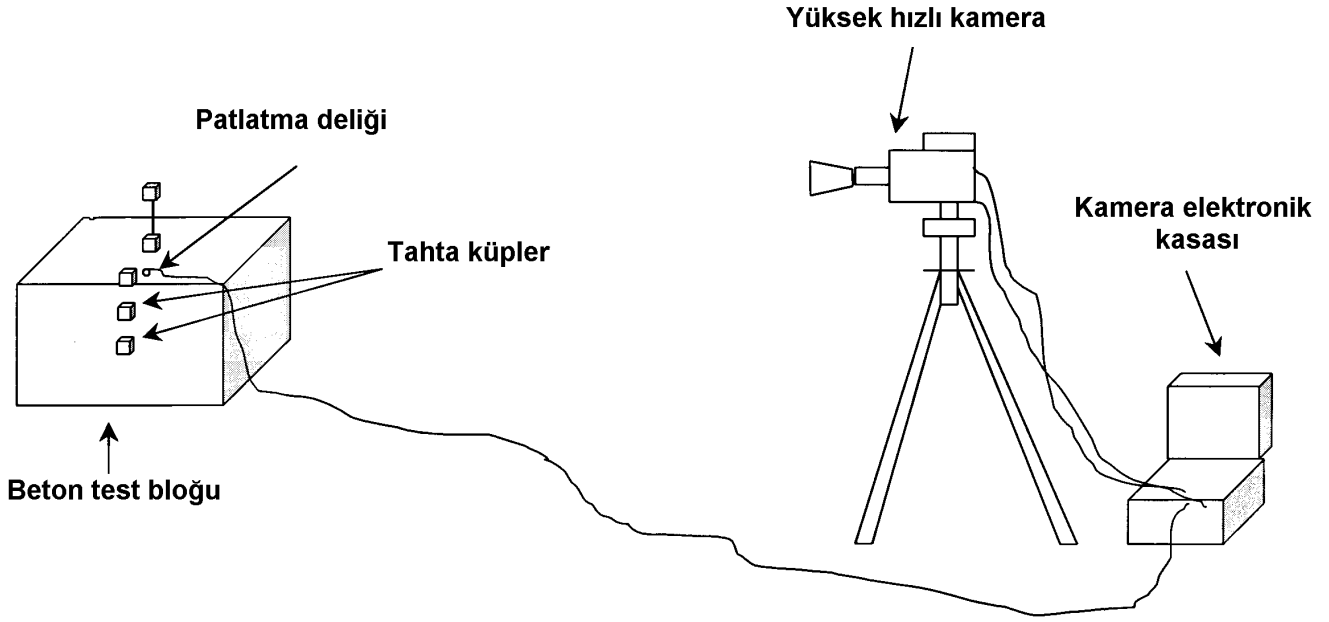
Yüksek hızlı kamera tarafından alınan kayıt, cihazın özel yazılımı kullanılarak analiz edilmiş ve malzemenin minimum tepki süresi ve ayna hızı elde edilerek rapora işlenmiştir.

3.1 Dilim kalınlığının etkisi

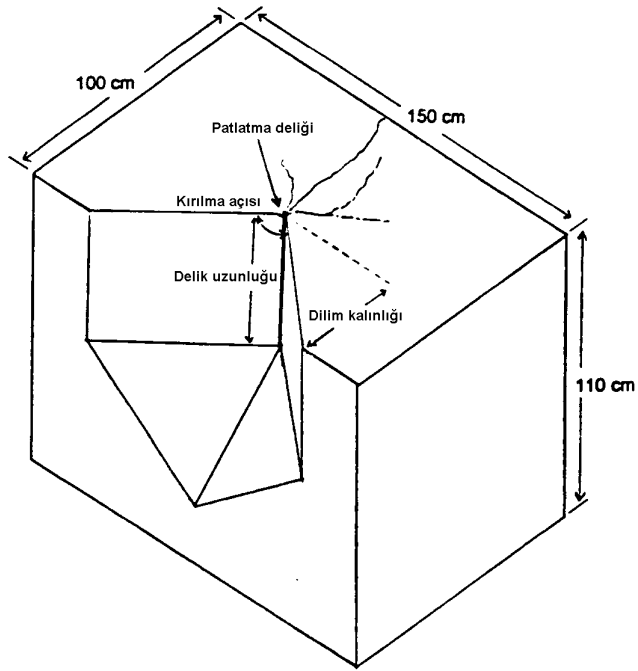
Her üç tür beton blokta Patlayıcı A ve Patlayıcı B ile gerçekleştirilen deney sonuçları incelendiğinde her iki tür patlayıcı için de dilim kalınlığının artması ile kırılma açısı azalmaktadır. Bu sonuç Rustan ve arkadaşlarının (1983), Rustan ve Lin (1987) ve Bilgin (1991)’in bulguları ile paralellik içindedir.

Şekil 7’de de görüleceği gibi yüksek ve orta dayanımdaki betonlarda aynı dilim kalınlığı için şok enerjisi daha yüksek olan Patlayıcı A ile daha yüksek kırılma açıları yani daha iyi bir performans elde edilmiştir. Düşük dayanımdaki betonlarda ise Patlayıcı B optimum dilim kalınlıklarının altındaki mesafelerde daha iyi bir performans göstermiştir.

Aynı dilim kalınlığında Patlayıcı A ile elde edilen kırılma açıları malzeme dayanımı yüksekten ortaya azalınca daha büyük olmaktadır fakat düşük dayanımlı yapay kayada Patlayıcı A daha da büyük kırılma açıları vermemektedir.



Şekil 2. Deney düzeneği



Şekil 3. Patlatılmış bir deney bloğunun basit çizimi.



Şekil 4. V şeklinde patlatma krateri oluşmuş bir deney bloğu.



Şekil 5. Fazla kırılmış bir deney bloğu



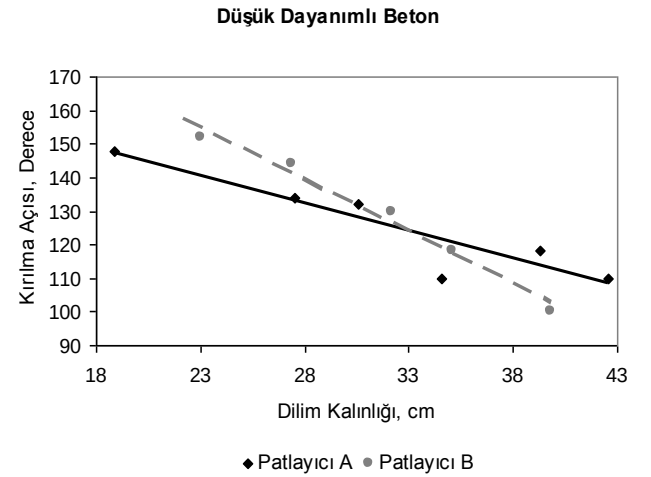
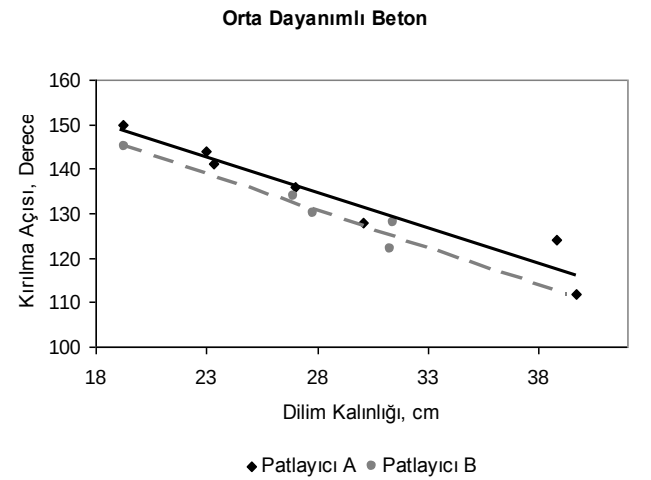
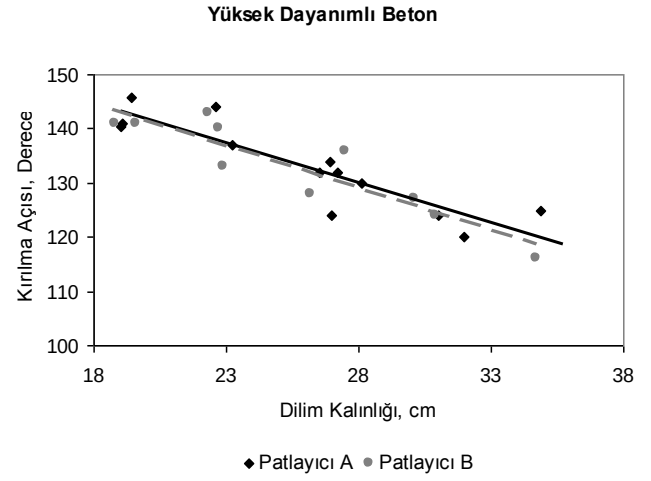
Şekil 6. Ortadan ikiye ayrılmış bir deney bloğu

Dilim kalınlığı sabit tutulduğunda Patlayıcı B ile yüksek ve orta dayanımdaki malzemeler için neredeyse aynı kırılma açıları elde edilmiş fakat düşük dayanımlı beton için bu dilim kalınlığında daha geniş açılar ölçülmüştür.

Minimum tepki süresi patlayıcı kolonunda infilakın başlangıcı ile ayna yüzeyinin harekete geçmesi arasında geçen süredir. Delik çevresindeki uflanma ve kırılmanın şok enerjisi, çatlaklarda uzama, genişleme, itme ve ötelemenin ise genişleyen patlama gazları sayesinde elde edildiği bilinmektedir. Yumuşak malzemelerde delik çeperi plastik olarak şekil değiştirmekte ve delik hacmi artarak delik içi basıncın erkenden düşmesine neden olmaktadır. Düşen delik basıncı çatlak ilerlemelerinin ve malzeme ötelenmesinin daha yavaş olmasına yol açmaktadır. Bu nedenle her iki tür patlayıcı için de en yüksek minimum tepki süreleri düşük dayanımdaki betonlarda gözlenmiştir (Şekil 8)

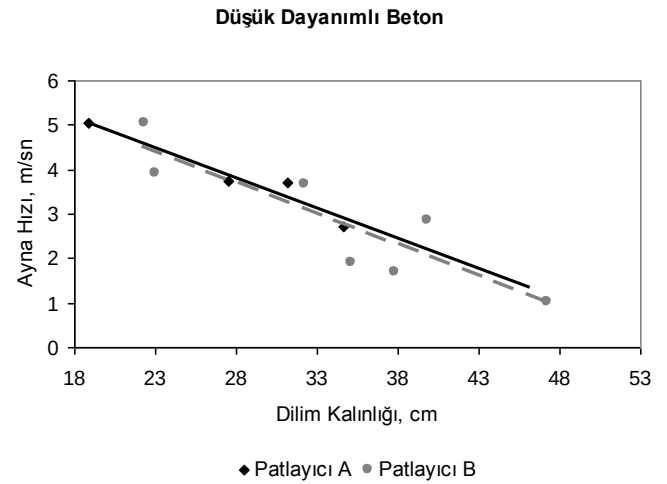
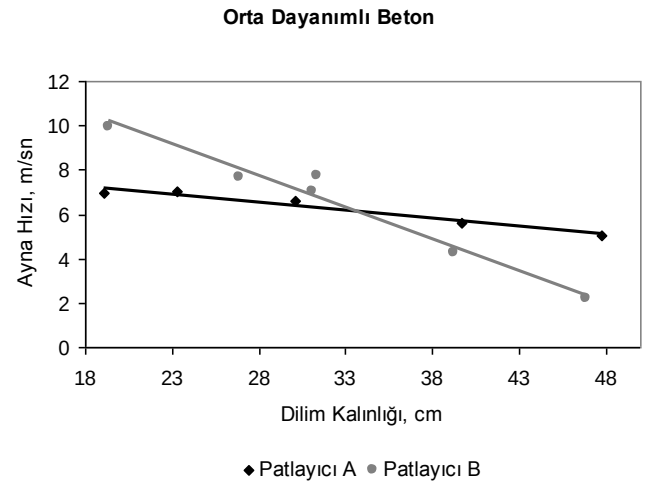
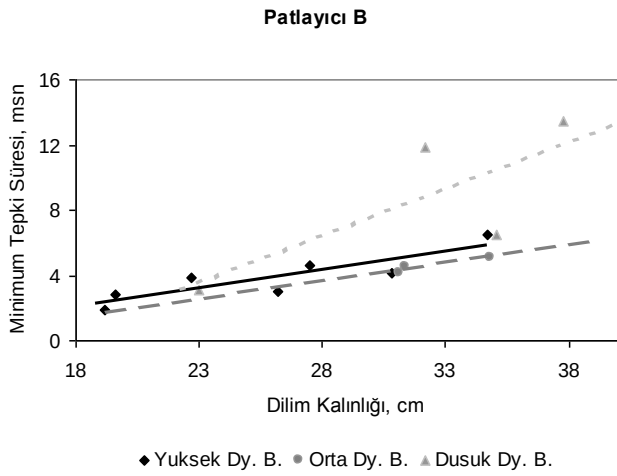
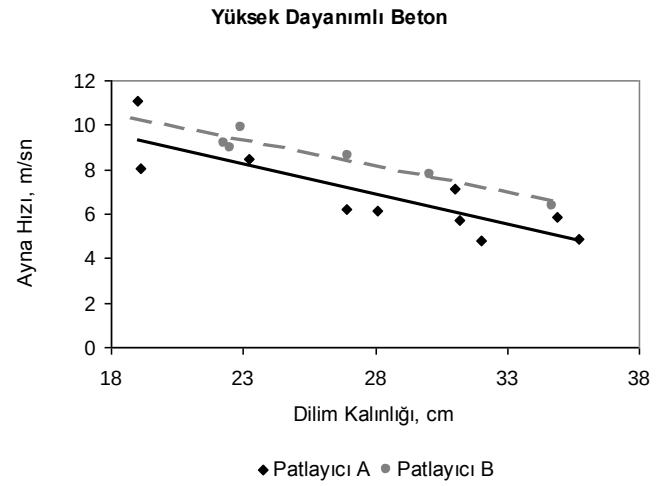
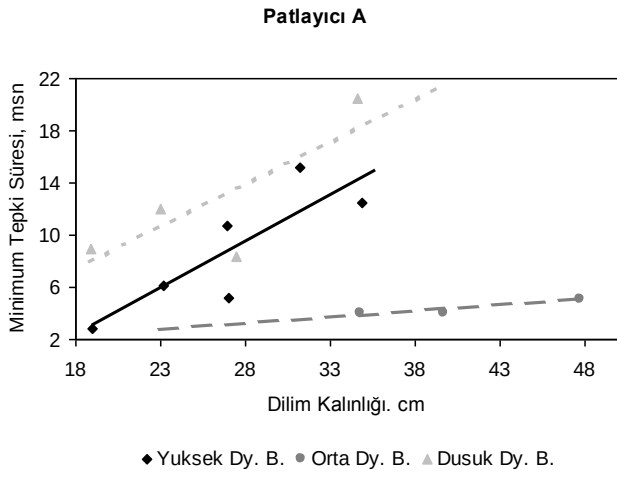
Patlayıcı A için yüksek dayanımda izlenen minimum tepki süreleri orta dayanımda izlenen değerlerin çok üzerindedir. Bunun nedeni olarak yüksek dayanım ve Patlayıcı A'nın düşük itme enerjisine sahip olması gösterilebilir. Şekil 8'e göre ayna hareketinin patlayıcının itme enerjisi ile denetlendiği söylenebilir.

Yine Şekil 8' de görüleceği gibi, Patlayıcı B ile gerçekleştirilen yüksek ve orta dayanımdaki beton deneylerinde izlenen minimum tepki süreleri arasında pek bir fark yoktur. Buna göre Patlayıcı B gibi yeterince yüksek itme enerjisine sahip patlayıcıların çatlama ve kırılma gerçekleştikten sonra, malzeme dayanımına bağlı kalmadan kütleli rahatlıkla öteleyebilecekleri söylenebilir.



Şekil 7. Dilim kalınlığının kırılma açısına etkisi

Ayna hızı kırılan parçaların serbest aynadan harekete başladıkları hızdır. Dilim kalınlığı arttıkça delik önündeki hareket ettirilecek kütle de artmakta dolayısıyla da kırılan parçaların ayna hızları düşmektedir (Şekil 9). Ayrıca Patlayıcı B ile gerçekleştirilen deneylerde patlayıcının gaz hacmi ve itme enerjisi yüksek olduğundan her üç tür



Şekil 8. Dilim kalınlığının minimum tepki süresine etkisi

beton için de ayna hızlarının Patlayıcı A ile ulaşılan hızlara eşit veya daha yüksek olduğu görülmüştür. Patlayıcı B kaya kütlelerini daha kolayca itmektedir, bu nedenle patlatılan yığının fazla ötelenmesi istenen durumlarda itme enerjisi daha yüksek patlayıcılar seçilmelidir.

3.2 Kaya dayanımının etkisi

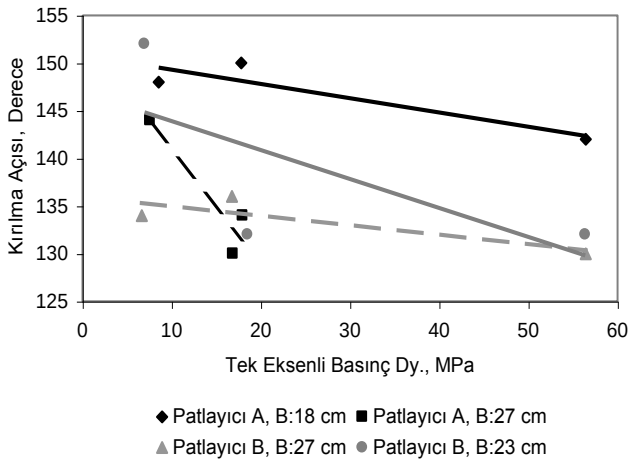
Daha önce de belirtildiği gibi deneyler malzeme özelliklerinin patlatma mekanizmaları üzerinde etkilerinin incelenebilmesi amacıyla özel olarak hazırlanmış beton bloklarda gerçekleştirilmiştir. Kullanılan bloklara ait bazı özelliklerin en yüksek, en düşük ve ortalama değerleri Çizelge 3'de verilmiştir. Çizelge 3'de UCS tek eksenli basınç dayanımını, T dolaylı çekme dayanımını ve P betonun özkütlesini göstermektedir.

Şekil 9. Dilim kalınlığının ayna hızına etkisi

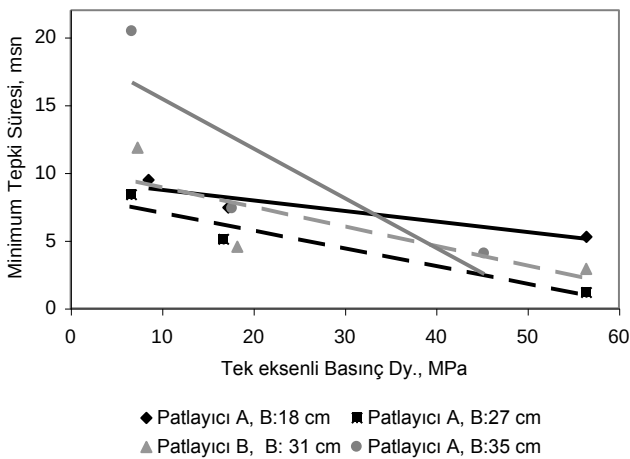
Deneylerde ölçülen kırılma açılarının hem Patlayıcı A hem de Patlayıcı B için beton empedansı ve dayanımının artması ile düştüğü görülmüştür (Şekil 10). Bu düşüş, Patlayıcı A ile karşılaştırıldığında, Patlayıcı B için çok daha fazladır. Bilindiği gibi Patlayıcı B daha düşük şok enerjisine ancak daha yüksek itme enerjisine sahip

Çizelge 3. Beton blokların mühendislik özelliklerinin en yüksek (EY), en düşük (ED) ve ortalama (Ort). değerleri

Beton Tipi		UCS, MPa	T, MPa	P, kg/m ³
Yüksek Dayanımlı Beton	EY	56.45	4.266	2642
	Ort.	50.42	3.080	2479
	ED	40.06	2.136	2334
Orta Dayanımlı Beton	EY	26.84	3.579	2416
	Ort.	20.12	1.984	2325
	ED	16.27	1.982	2286
Düşük Dayanımlı Beton	EY	10.88	0.897	2273
	Ort.	8.72	0.560	2261
	ED	6.25	0.264	2255



Şekil 10. Tek eksenli basınç dayanımının kırılma açısına etkisi



Şekil 11. Tek eksenli basınç dayanımının minimum tepki süresine etkisi

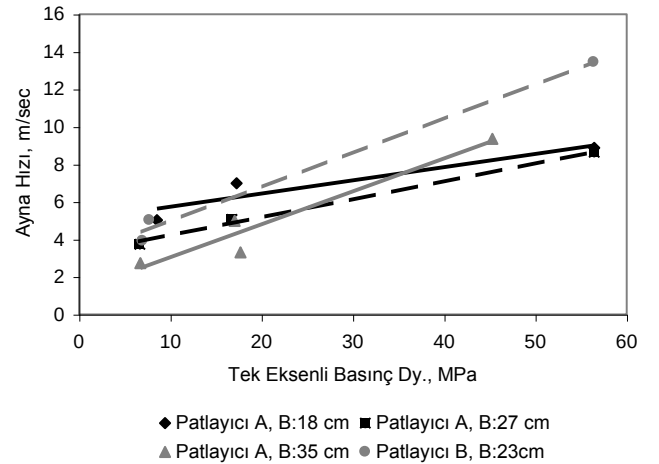
bir patlayıcıdır, bu da dayanımı yüksek kayalarda şok enerjisi yüksek patlayıcılar kullanılması gerektiğini göstermektedir.

Patlayıcı türünün ve dilim kalınlığının sabit tutulması halinde minimum tepki sürelerinin malzeme dayanımı ve sonik hızının (dolayısıyla empedansının) artışı ile birlikte düştüğü gözlemlenmiştir (Şekil 11). Bunun sebebi ise yüksek sonik hıza sahip kayalarda şok dalgalarının çok daha hızlı ilerlemesi ve serbest aynaya çok daha hızlı ulaşabilmesidir. Buna karşın düşük dayanımlı kayalarda çatlama ve kırılma daha yavaş gerçekleştiğinden, ayna hareketinin başlaması daha uzun süre gerektirmektedir.

Bu nedenle en yüksek minimum tepki süreleri düşük dayanımdaki betonlarda gözlenmiştir, bu da yumuşak formasyonların bulunduğu taş ocakları ve madenlerde daha uzun gecikme süreli kapsüller kullanılması gerektiğini göstermektedir.

Varılan başka bir sonuç ise düşük dayanımlı malzemelerde, Patlayıcı A gibi düşük gaz enerjili patlayıcılar kullanıldığında minimum tepki sürelerinin daha da yükseldiğidir. Yumuşak kayalarda yüksek gaz enerjili patlayıcıların çok değil ama yeterince uzun gecikme süreleri ile birlikte kullanılması tavsiye edilmektedir.

Yüksek empedans ve yüksek dayanıma sahip betonlarda ayna hızlarının daha yüksek oldukları gözlenmiştir (Şekil 12). Homojen yapıya sahip yüksek empedanslı bir kayada çatlaklar serbest aynaya doğru daha kolay, kısa sürede ve etkili bir şekilde ilerleyebileceklerinden, ayrıca kırılma açısı ve hacim de küçük olacağından fırlayan malzemenin hızları artacaktır. Ayrıca yüksek itme enerjisine sahip Patlayıcı B'nin Patlayıcı A'dan



Şekil 12. Tek eksenli basınç dayanımının ayna hızına etkisi

daha yüksek ayna hızlarını, özellikle yüksek dayanımlı kayalarda azalan kütle hacminin de etkisiyle sağlayabildiği görülmüştür.

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada diğer değişkenleri sabit tutup, her defasında sadece bir parametreyi değiştirmek suretiyle fiziksel modeller üzerinde patlatma deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu yaklaşım patlatma yoluyla kaya parçalanmasının kesinlikle patlatma geometrisi, patlayıcı ve kaya özellikleri tarafından ortak biçimde denetlendiğini doğrulamıştır. Fiziksel modeller üzerinde yapılan küçük ölçekte patlatma deneylerinin, bütün parametrelerin ölçülemediği yada kontrol edilemediği tam ölçekli patlatmaları anlayabilmek için çok yararlı oldukları görülmüştür.

Dilim kalınlığı arttıkça delik önündeki ötelenmesi gereken kütle de artar ve itme enerjisinin çok daha fazla bir kısmı çatlakların oluşması ve ilerlemesinde harcanır. Bu nedenle de kalan gaz enerjisi yetersiz duruma düşerek minimum tepki sürelerinin artmasına ve ayna hızlarının düşmesine yol açar. Bu nedenle tam ölçekli patlatmalarda sıralar arası gecikme süreleri artan dilim kalınlığına göre artırılmalıdır.

Patlayıcı A, Patlayıcı B ye göre daha yüksek şok enerjisine sahip olduğundan orta ve yüksek dayanımlı kayalarda daha iyi performans gösterir ve sonuç olarak Patlayıcı A'nın oluşturduğu kırılma açıları daha yüksektir.

Patlayıcı B ile gerçekleştirilen deneylerde ölçülen ayna hızları bütün beton türleri için daha yüksek olmuştur, çünkü Patlayıcı B'nin gaz hacmi daha yüksektir. Bu da malzemenin gevşetilmesi ve ötelenmesinin önemli olduğu uygulamalarda itme enerjisi (gaz hacmi) yüksek patlayıcıların malzemeyi daha kolaylıkla öteleyebildiklerini göstermektedir.

Yumuşak formasyonlarda delik çevresindeki kaya plastik bir davranış sergiler ve parçalanma sırasında delik hacmi giderek genişler, ancak bundan sonra patlayıcı serbest yüzeyi itmeye başlayabilir, dolayısıyla her iki tip patlayıcı için de en yüksek minimum tepki süreleri düşük dayanımdaki betonlarda gözlenmiştir.

Dilim kalınlığı, patlayıcı tipi ve miktarı sabit tutulduğu takdirde hem kırılma açısı hem de ortalama parça boyutu, artan tek eksenli basınç dayanımı ve empedansla birlikte düşüş göstermektedir.

Daha kolayca ve daha kısa sürede gerçekleşen çatlak yayılımı nedeniyle ve kırılan kütle hacminin düşüklüğünün de katkısıyla enerjinin büyük kısmının itme enerjisi için saklanması sonucu dayanım ve empedansın artması ile birlikte ayna hızları artmakta, minimum tepki süreleri düşmektedir.

5 TEŞEKKÜR

Bu araştırma MKE BARUTSAN A.Ş.'nin ODTÜ ile işbirliği içinde TÜBİTAK desteğinde yürüttüğü TIDEB0091 no'lu PATARGE, Patlatma Ürün ve Teknolojileri AR-GE Projesi (Bilgin vd. 1999) kapsamında yürütülmüştür. Patlatma mekanizmasının daha iyi anlaşılması, ülkemizde patlatma işlerinin bilimsel ve teknik esaslar çerçevesinde yapılması için her türlü desteği sağlamış olan BARUTSAN A.Ş. ve TÜBİTAK'a teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Anon, Explosives and Rock Blasting, Atlas Powder Company, Texas, 1987.
- Bilgin H. A., Single Hole Test Blasting at an Open Pit Mine in Full Scale: A Case Study, International Journal of Surface Mining and Reclamation No:5. p191-194, 1991.
- Bilgin H. A., Esen S., Kılıç M., Patarge Projesi Raporu, Barutsan A.Ş., Ankara, Ocak 1999.
- Brinkmann, J.R., Separating Shock Wave and Gas Expansion Breakage Mechanisms, 2nd Int. Symp. On Rock Fragmentation by Blasting, p6-15, Keystone, Colorado, August 1987.
- Brinkmann, J.R., The Behaviour of Different Explosive Types and the Effects on Blast Results, Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering, p49-62, Balkema, Rotterdam, 1990.
- Cook M.A., Behavior of Rock During Blasting. Trans. Soc. Mining Engineers, p383, Dec. 1966.
- Dowding C. H., Aimone C. T., Rock Breakage: Explosives. Mining Engineering Hand Book, Chapter 9.2, pp.722-746, 1992.
- Duvall W.I. & Atchison T.C., Rock Breakage by Explosives., Report of Investigation, No.RI5356, U.S. Bureau of Mines, 1957.
- Duvall W.I., Empirical Approach to Problems in Blasting, Failure and Breakage of Rocks., Ch 28., p500-523, 1966.
- Field J.E. & Ladegaard-Pederson A., The Importance of Reflected Strain Waves in Rock Blasting., Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci. & Geomech. Abstr. Vol.8, p213-226, 1971.
- Kılıç M., Investigation of the Blasting Parameters on Blasting Efficiency Through Monitoring of Model Scale Blast Tests, M. Sc. Thesis, 127 pages, Ankara, December 1999.
- Kutter H.K. & Fairhurst C., On the Fracture Process in Blasting., International Journal of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr. Vol.8, p181-202, Pergamon Press, 1971.
- Kurokawa K., The Experimental Study on the Effects of Explosive Performances on Rock Fracture, 4th Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, p33-38, Vienna, Austria, July 1993.
- Langefors U. & Kihlstrom B., The Modern Technique of Rock Blasting. Almquist and Wiksell, Upsalla, Sweden, John Wiley and Sons, New York, 405p, 1963.
- Olofsson S. O., Applied Explosives Technology for Construction and Mining, Applex, Arla, Sweden, 304 pages, 1988.
- Persson P.A., The Basic Mechanisms in Rock Blasting. Proc. 2. International Congress on Rock Mechanics. Vol 111b., Belgrade, 1978.

- Persson P.A., The Relationship Between Strain Energy, Rock Damage, Fragmentation and Throw in Rock Blasting, Proceedings of the 5th Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, p113-120, Montreal, Quebec, Canada, August 1996,
- Rustan A., Vutukuri V. S., and Naarttjarvi T., The Influence from Specific Charge, Geometric Scale and Physical Properties of Homogeneous Rock on Fragmentation. 1st Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, p115-142, Lulea, Sweden, Vol.1, p115-142, 1983.
- Rustan A. & Lin N.S., New Method to Test the Rock Breaking Properties Explosives in Full Scale. 2nd Int. Symp. on Rock Fragmentation by Blasting, Keystone, Colorado, p36-47, 1987.
- Singh S. P., The Effects of Shock and Gas Energies on Fracturing Process., Proceedings of the 25th Annual Conference of Explosives and Blasting Technique., p397-406, Tennessee, USA, February, 1999.
- Tosun S., Madencilikte Kullanılan Patlayıcı Maddelerin Performans Hesaplamaları ve Uygun Patlayıcının Seçimi, 13. Madencilik Kongresi s124-125, Ankara, 1993.

Dinamik yükler altında şevlerin kama yenilmesi sırasında mekanik davranışlarının modellenmesi üzerine deneysel ve kuramsal bir yaklaşım *An experimental and theoretical approach on the modelling of mechanical response of rock wedges under dynamic loading*

Ö.Aydan

Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, Shimizu, Japan

H. Kumsar

Pamukkale Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Denizli, Türkiye

ÖZET: Maden ve inşaat mühendisliği alanlarında kaya şevlerinin dinamik yüklere karşı duraylılığı dinamik yüklerin etkiye şekli, kaya ve süreksizlerin mekanik özellikleri ve şevin geometrik şekline bağlıdır. Şevlerin kama türü kayma olgusu sık sık gözlenen bir yenilme türüdür. Yazarlar daha önceki bir çalışmada dinamik yükler altında kama türü yenilmeye karşı yenilme koşullarını belirleyen bir yöntem sunmuşlar ve geçerliliğini model deneyleri ile sınamışlardır. Bu çalışmada laboratuvar koşullarında şevlerin kama türü yenilme sırasında mekanik davranışları incelenecektir. Bu laboratuvar deneylerinin sonuçları ışığı altında söz konusu kuramsal model şevlerin kama türü kayma yenilmesi sırasında kayan bloğun zamana bağlı olarak ivme, hız ve yerdeğiştirme miktarlarını belirleyecek şekilde geliştirilmekte ve deneysel sonuçlar ile karşılaştırılarak geçerliliği tartışılmaktadır.

ABSTRACT: The stability of rock slopes under dynamic loading in mining and civil engineering depends upon the slope geometry, mechanical properties of rock mass and discontinuities and the characteristics of dynamic loads with time. The wedge failure is one of the common forms of slope failures. The authors presented some stability conditions for rock wedges under dynamic loading and they confirmed their validity through the laboratory experimental studies. In this study, the authors investigate the mechanical responses of rock wedges under dynamic loads. First some laboratory model tests are described. On the basis of these model tests on rock wedges, the theoretical model proposed previously is extended to compute the mechanical responses of rock wedges during wedge sliding. The proposed theoretical model, is then applied to estimate the responses of model rock wedges tests and its validity is discussed.

1. GİRİŞ

Maden ve inşaat mühendisliği alanlarında dinamik yüklemeler çoğunlukla deprem, patlatma ve iş makinelerinden kaynaklanmaktadır. Bu yükler kayaya etkiyen yerçekimi ve boşluk suyu basıncı ile birlikte, koşullar uygun olduğu takdirde yenilmeye neden olabilecektir. Yerçekimi sürekli etkiyen bir yük olduğu için zamanla değişimi söz konusu olmamakla birlikte boşluk su basıncı ve deprem, patlatma ve iş makinelerinin oluşturduğu sarsıntılar zamana bağlı olarak değişeceklerdir. Özellikle sarsıntıların etkiye yönü çok değişken olabilir. Dolayısıyla hesaplamalarda bu zorluğu aşabilmek için dinamik yükler statik eşdeğerlerine dönüştürülmektedir. Böyle bir yaklaşım mühendislik açısından geçerli olmakla birlikte dinamik yükler altında etkiyen çevrimsel yüklerden dolayı kayma olgusu toptan olmayıp eklenik bir şekilde oluşmakta ve sonuçta toptan bir kayma meydana gelmektedir.

Yazarlar yerçekimi, boşluk suyu basıncı ve statik şekle dönüştürülmüş dinamik yükleri gözönüne alıp sınır denge yöntemi kullanarak şevlerin kama türü yenilme olgusu için bir yöntem geliştirmişler ve bu yöntemi deneysel çalışmalar ile sınamışlardır (Kumsar ve Aydan 1999; Kumsar vd. 2000). Yapılan deneyler sırasında kayan bloğa etkiyen ivme sadece ölçülmüştür. Bu çalışmada ivmenin yanısıra bloğun yerdeğiştirmeleri de ölçülmüş ve bu değerlendirmeler ışığı altında kuramsal model Aydan ve Ulusay (2002)'nin önerdiği sayısal integrasyon yöntemi kullanılarak geliştirilmiştir. Bu kuramsal yöntem model deney sonuçlarına uygulanarak elde edilen bulgular tartışılmıştır.

2. DENEY DÜZENİĞİ VE DENEYLER

2.1 Modellerin Hazırlanması

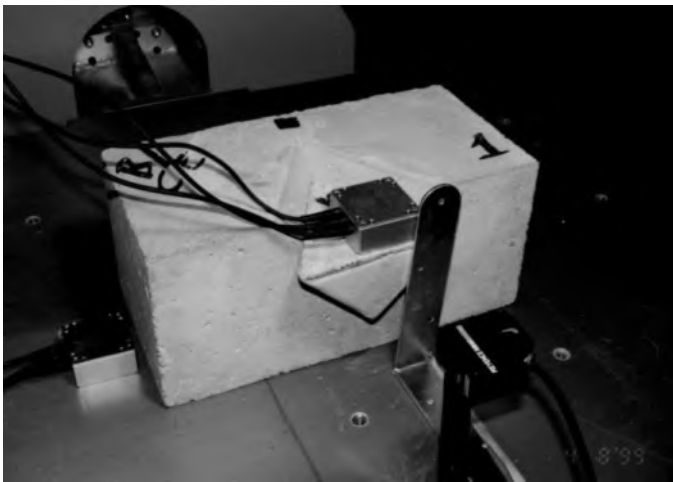
Deneyslerde kullanılan şev modelleri betondan oluşturulmuştur. Model şevlerde kama kayma yüzeyi ile kama blokların oluşturulması için özel olarak 6 farklı

plastik model yaptırılmıştır. Kamaların şekli ve yüzeylerin kesişme açısı, şevlerin statik durumda duraylı olmasını sağlamak için 28° ve 31° arasında olacak şekilde seçilmiştir. Kamanın kesişme doğrusunun yatay düzlemdeki izdüşümü şev doğrultusuna dik olarak modeller tasarlanmış ve inşa edilmiştir. Kama açısının etkisini incelemek üzere yarı-kama açısı 23° ve 56° arasında değiştirilmektedir.

Kayma yüzeyini içeren ve şevin temelini oluşturan bloğun uzunluğu 28cm, genişliği 14cm ve yüksekliği 12cm'dir. İlk önce şevdeki kayma yüzeyi oluşturacak şekilde temel blok yüzeyi oldukça düzgün plastik kama ile birlikte dökülmüş ve bu plastik blok beton döküldükten 8 saat sonra sökülümüş ve oluşan boşluğa beton dökülerek kama bloğu oluşturulmuştur. Bu kama blokları 24 saat sonra temel bloktan ayrılmış ve su havuzlarında 7 gün konarak sertleşmeleri beklenmiştir. Her bir kama şekli için 3 kama hazırlanmıştır. Ayrıca kama yüzeyinin sürtünme özellikleri ile betonun fiziksel ve mekanik özelliklerini saptamak için aynı malzemeden numuneler hazırlanmış ve denenmiştir. Kama blokların kesişme doğrultusunun eğimi ile kama açısı Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1: Kamaların geometrik özellikleri
Table 1. : Geometric parameters of wedges

Kama numarası	Kesişme doğrusunun eğimi - i_a ($^\circ$)	Yarı kama açısı, $\omega_1 = \omega_2$ ($^\circ$)
TB1	29	61.5
TB2	29	51.5
TB3	31	47.8
TB4	27	40.0
TB5	30	33.8
TB6	30	26.0



Şekil 1: Sarsma masası ve kama modeli
Figure 1: Shaking table and a wedge model

2.2 Sarsma Masası ve özellikleri

Sarsma masası Tokai Üniversitesi Deniz İnşaat Mühendisliği Bölümünün yapı mekaniği laboratuvarında

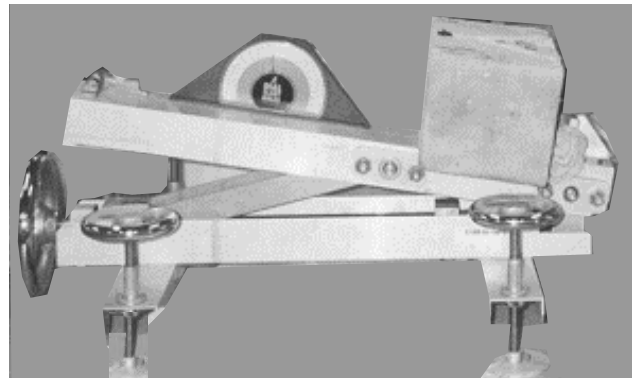
bulunmakta ve tek yatay yönde sinüs, dörtgen ve üçgen şeklinde sarsma dalgaları uygulamak mümkündür. Uygulanabilir dalga frekansı 1Hz ile 50 Hz arasında olup 980.7 N'luk bir yük altında 6 m/s^2 'lik ivme uygulamak mümkündür. Sarsma masası kare şeklinde olup karenin kenar uzunluğu 1m'dir.

2.3 Deneylerin Yapılışı

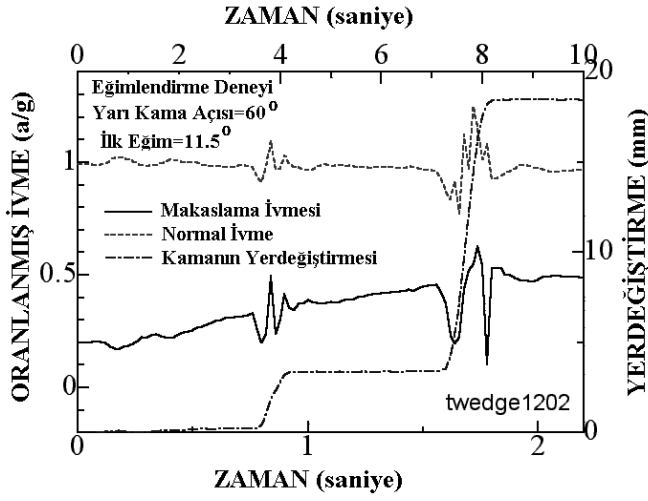
İlk önce temel şev bloğu sarsma masasına sabitlenerek temel bloğa etkiyen ivme sarsma masası ile aynı olması sağlanmıştır. Temel blok kamanın kesişme doğrusunun yönü sarsma yönü ile aynı olacak şekilde sabitlenmiştir. Daha sonra kama temel bloğun üzerine kama boşluğuna konmuş ve sarsma dalgaları uygulanmıştır. Deney sırasında sarsma masası ile kama'nın ivmeleri ve kamanın kayma sırasında sarsma masasına sabitlenmiş bir çelik çubuğa takılı laser yerdeğiştirme ölçer aracılığı ile yerdeğiştirme miktarı ölçülmüştür (Şekil 1). Ölçülen bütün veriler doğrudan bilgisayara aktarılmış ve kayıt edilmiştir. Kamanın kayma sonucu zedelenmesini engellemek için yerdeğiştirme miktarı 20-30mm aşmayacak şekilde bloğun önüne çelik çubuktan yapılmış bir engel konmuştur.

2.4 Deneyler

Sarsma deneyleri yapılmadan önce kayma yüzeyi ile kama'nın arasındaki arayüzeyin sürtünme açısı eğimlendirme deneyi ile ölçülmüştür (Şekil 2). Şekil 3, kama açısı 112° olan bir kamanın eğimlendirme sırasında ölçülen zamana bağlı ivme ve yerdeğiştirme davranışını göstermektedir. Eğimlendirme elle yapıldığı için bloğa etkiyen ivmelerde bazı salınımlar oluşmaktadır. Şekilden de görüleceği üzere iki kayma olgusu gözlenmektedir. İlk kayma da 3mm'lik bir yerdeğiştirmeden sonra kama duraylı hale gelmiştir. İkinci kaymada kama tamamen kaymıştır. Bu davranış süreksizlikleri yapışma-kayma (stick-slip) olgusuna çok benzemektedir. Bu deneyden tahmin edilen sürtünme açısı yaklaşık 33° dir.

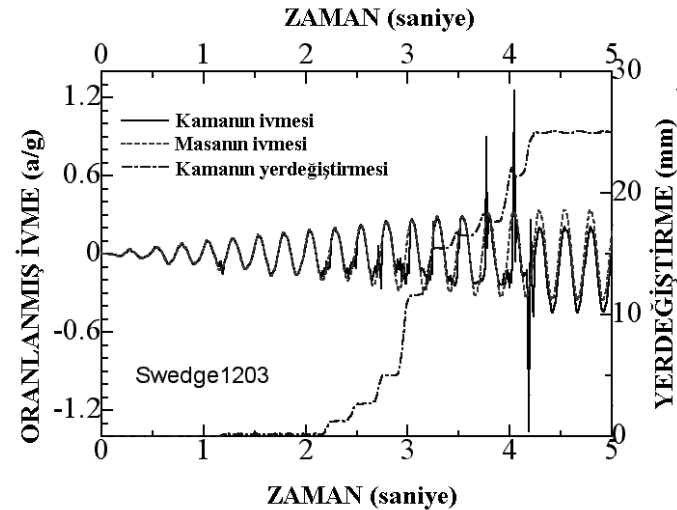


Şekil 2: Eğimlendirme deney aleti ve kama modeli
Figure 2: Tilting machine and a wedge model.

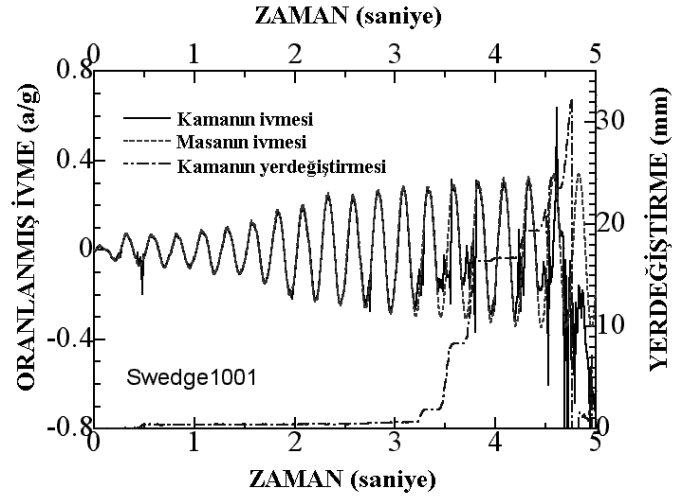


şekil 3: TB1 nolu kama modelinin eğimlendirme deneyi sırasındaki davranışı
Figure 3: Responses of TB1 wedge block during a tilting test.

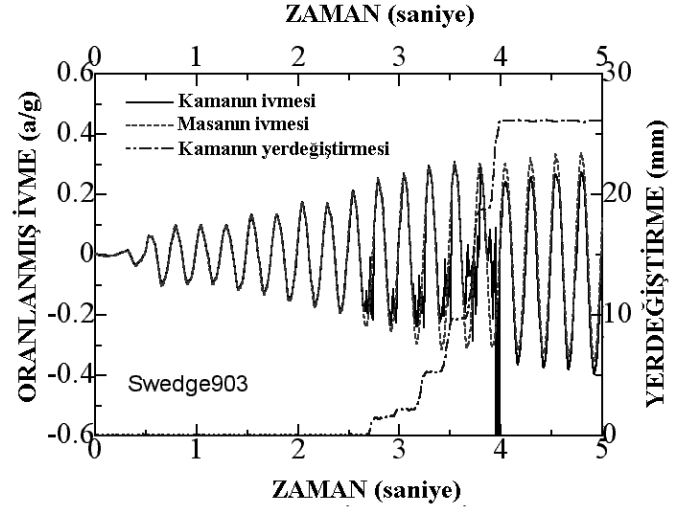
Herbir kama modeli üzerinde 3 ayrı deney yapılmıştır. şekil 4-9 her bir kama modeli için ölçülen zamana bağlı kama ve sarsma masasının sarsma yönündeki ivmeleri ile kamanın yerdeğiştirme davranışlarını göstermektedir. Kaymanın oluşması kama bloğunun kalıcı yerdeğiştirmesi ile kendini göstermektedir. Kayıt edilen yerdeğiştirme basamak şeklinde-dir. Bu olgu ivmenin etkiye şekline bağlı olup ivme dağının içine doğru etkidiğinde kaydırıcı kuvvet ortadan kalktığı için kama duraylı hale gelmekte ve tekrar ivme vadiye doğru etkidiğinde kaydırıcı kuvvet arttığı için kayma başlamaktadır. Bu durum dalga şekli sinüs şeklinde olduğu sürece toptan kayma oluncaya kadar devam etmektedir.



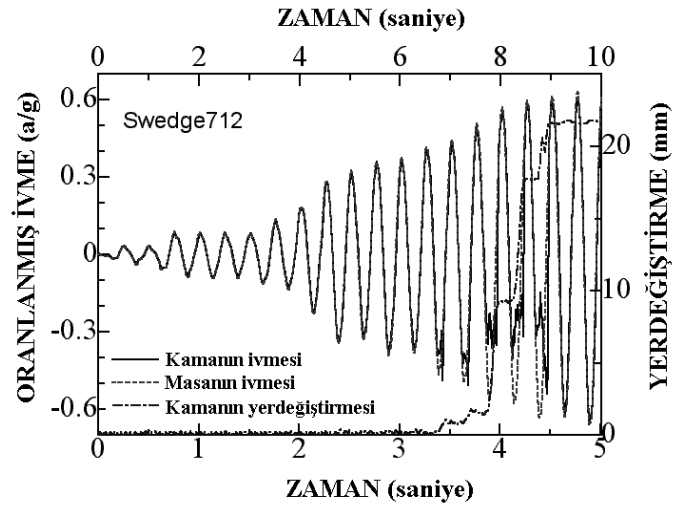
şekil 4: TB1 nolu kama modelinin sarsma deneyi sırasında ivme ve yerdeğiştirme davranışı
Figure 4: Responses of acceleration and displacement of TB1 wedge block during a shaking test.



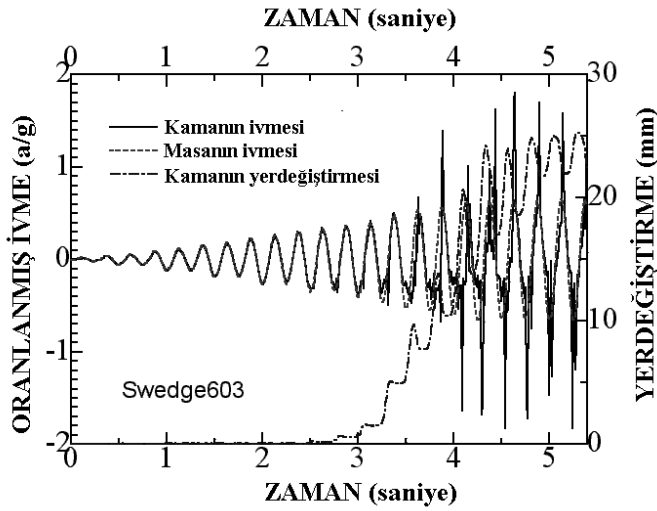
şekil 5: TB2 nolu kama modelinin sarsma deneyi sırasında ivme ve yerdeğiştirme davranışı
Figure 5: Responses of acceleration and displacement of TB2 wedge block during a shaking test.



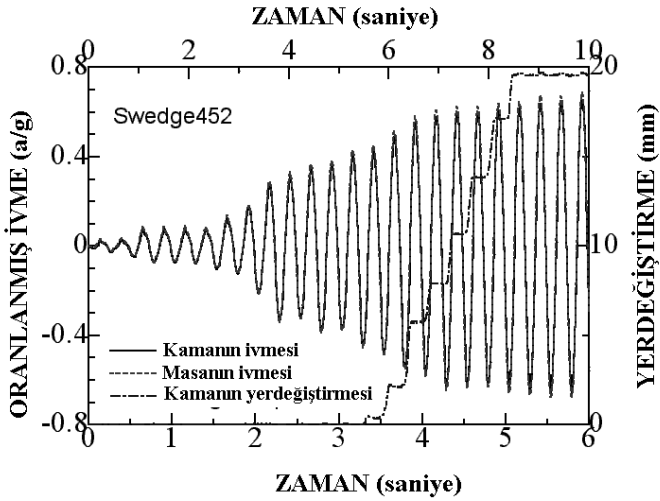
şekil 6: TB3 nolu kama modelinin sarsma deneyi sırasında ivme ve yerdeğiştirme davranışı
Figure 6: Responses of acceleration and displacement of TB3 wedge block during a shaking test.



şekil 7: TB4 nolu kama modelinin sarsma deneyi sırasında ivme ve yerdeğiştirme davranışı
Figure 7: Responses of acceleration and displacement of TB4 wedge block during a shaking test.



şekil 8: TB5 nolu kama modelinin sarsma deneyi sırasında ivme ve yerdeğiştirme davranışı
Figure 8: Responses of acceleration and displacement of TB5 wedge block during a shaking test.



şekil 9: TB6 nolu kama modelinin sarsma deneyi sırasında ivme ve yerdeğiştirme davranışı
Figure 9: Responses of acceleration and displacement of TB6 wedge block during a shaking test.

Diğer yandan kamaya etkiyen ivme, kayma sırasında sarsma masasına etkiyenden farklı ve küçük bir değer almakta ve kayma durduğu andada tekrar masanın ivmesi ile aynı değere ulaşmaktadır. Elde edilen eğrilerde çok büyük sivri tepe gibi gözlenen ivme davranışları kama engele çarpıp hareketi engellendiğinde oluşmaktadır. şevin kayma anındaki ivme değerleri yazarların daha önceki yayınlardaki ile aynı olup burada bu konu tekrar tartışılmayacaktır.

3. KURAMSAL MODEL

Yazarlar (Kumsar ve Aydan 1999; Kumsar vd. 2000) Kovari and Fritz (1975)'in kama türü şev yenilmeleri için önerdiği yöntemi değişik yükleme koşulları için geliştirmişler ve geliştirilen kuramsal modelin geçerliliğini sınamışlardır. Bu çalışmada yazarlar aynı kuramsal modeli kullanmakla birlikte kama bloğun kayma sırasında ivme, hız ve yerdeğiş-

tirmesini hesaplayabilmek için Aydan ve Ulusay (2002) tarafından önerilen bir sayısal integrasyon yönteminden yararlanan bir yöntem önereceklerdir.

Kamaya etkiyen kuvvetlerin sadece yerçekimi ve dinamik yüklerden kaynaklandığını varsayıp şekil 10'da gösterildiği gibi modellendiğini düşünelim. Varsayılan $0snp$ koordinat sisteminde s , n and p yönündeki kuvvet denge denklemleri aşağıda verildiği gibi yazılabilir:

$$\sum F_s = (W - E_v) \sin i_a - E_i \cos i_a - S = m \frac{d^2 s}{dt^2} \quad (1)$$

$$\sum F_n = (W - E_v) \cos i_a - E_i \sin i_a - N = m \frac{d^2 n}{dt^2} \quad (2)$$

$$\sum F_p = -N_1 \cos \omega_1 + N_2 \cos \omega_2 + E_p = m \frac{d^2 p}{dt^2} \quad (3)$$

Burada $N = N_1 \sin \omega_1 + N_2 \sin \omega_2$; W :kamanın ağırlığı; E_v :düşey dinamik yük; E_i : kesişme doğrultusu yönünde dinamik yük; E_p : kesişme doğrultusuna dik yöndeki dinamik yük. Bahsedilmeyen diğer parametreler ise şekil 10'da gösterilmiştir. Yukarıdaki varsayımdan anlaşılacağı üzere dinamik yük düşey, ve kesişme doğrultusuna paralel ve dik olmak üzere 3 bileşene ayrılmıştır. Bu bileşenleri günümüzdeki ivme ölçerler yardımı ile kolaylıkla ölçmek mümkündür. Yatay düzlemde ivme ölçerlerin yönleri ile kesişme doğrultusu çakışmaması halinde açısıl ilişkilerden bu bileşenleri kolaylıkla hesaplamak mümkündür.

Eğer kama n ve p yönlerinde göreceli bir hareketi söz konusu olmazsa, bu yönlerdeki ivmeler ihmal edilebilir. Bu koşul altında denklem (2) ve (3)'ten aşağıdaki ilişki elde edilebilir:

$$N_1 + N_2 = [(W - E_v) \cos i_a - E_i \sin i_a] \lambda_i - E_p \lambda_p \quad (4)$$

Burada

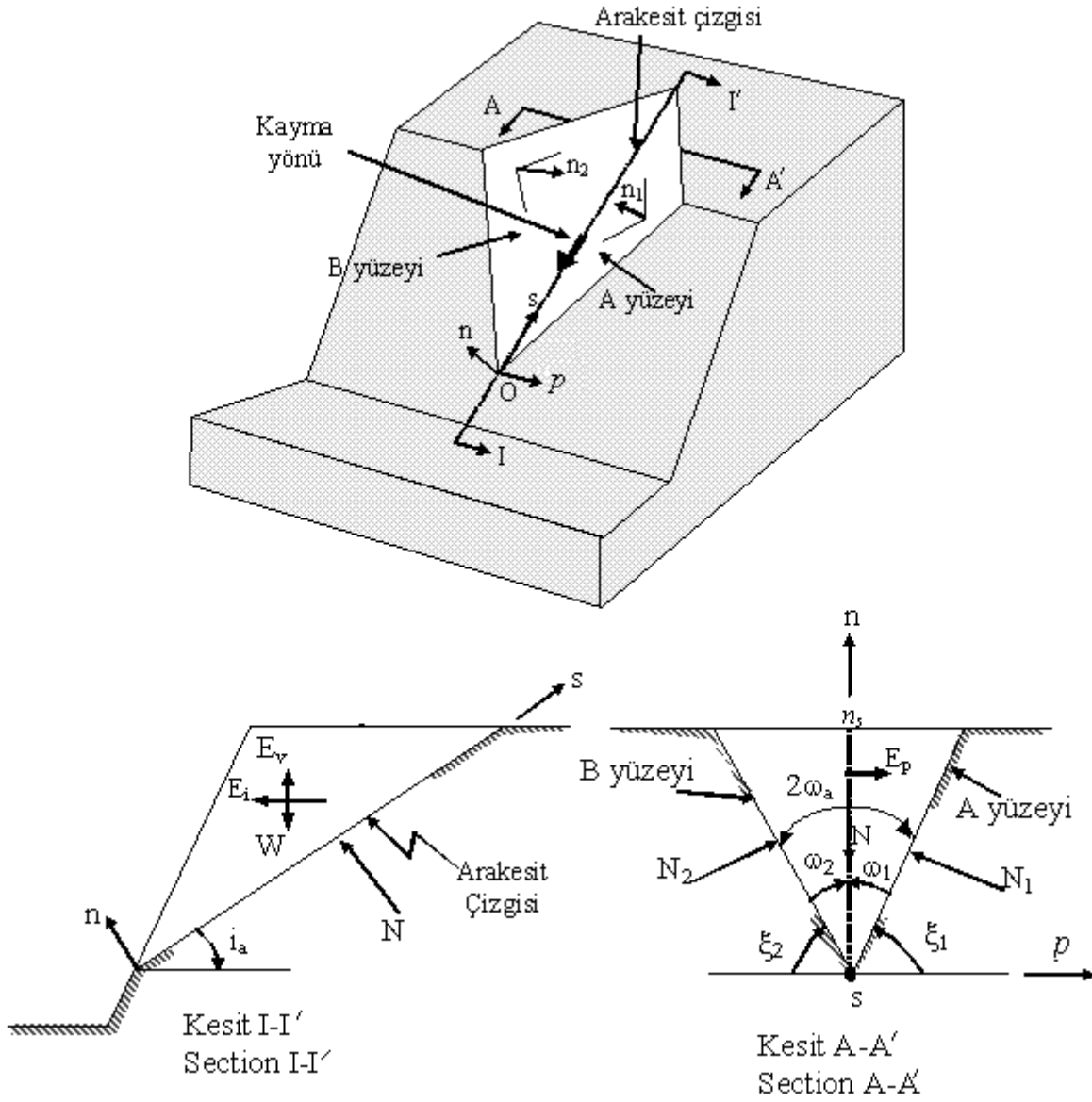
$$\lambda_i = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} ; \lambda_p = \frac{\sin \omega_1 - \sin \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \quad (5)$$

Kayma yüzeyinin direnci tamamen sürtünmeden kaynaklanıyorsa yüzey için Mohr-Coulomb yenilme kıstası aşağıdaki gibi verilebilir:

$$T = (N_1 + N_2) \mu ; \mu = \tan \phi \quad (6)$$

Burada ϕ sürtünme açısıdır.

Dinamik yük bileşenleri aşağıda verildiği gibi kamanın ağırlığı ile ilişkilendirildiğini varsayalım:



11

Figure 10 : Mechanical model and some parameters for dynamic behavior of a wedge model on a slope.

$$\eta_v = \frac{E_v}{W} = \frac{a_v}{g}; \quad \eta_i = \frac{E_i}{W} = \frac{a_i}{g}; \quad \eta_p = \frac{E_p}{W} = \frac{a_p}{g} \quad (7)$$

Burada $a_v; a_i; a_p$ söz konusu yönlerdeki dinamik yükten kaynaklanan ivmelere karşılık gelir. Kayma durumunda dinamik dengenin sağlanması gerekmekte ve matematiksel olarak

$$S = T \quad (8)$$

gibi ifade edilebilir. Dolayısıyla (1),(4),(6),(7) nolu ilişkiler (8) nolu ilişkide yerlerine konduğunda aşağıdaki gibi bir adi diferansiyel denklem elde edilir.

$$\ddot{s} = \frac{d^2s}{dt^2} = g[(1-\eta_v)A + \eta_i B + \eta_p C] \quad (9)$$

Burada

$$A = (\sin i_a - \cos i_a \mu \lambda_i)$$

$$B = (\cos i_a + \sin i_a \mu \lambda_i)$$

$$C = \mu \lambda_p$$

Dinamik yüklerin zamanla değişimi çoğunlukla oldukça karmaşık olması nedeni ile (9) nolu ilişkinin çözümü ancak sayısal yöntemler aracılığı ile mümkündür. Bu nedenle, yukarıdaki eşitliğin sayısal integrasyonunu için Aydan ve Ulusay (2002)'ın önerdiği sonlu farklar yöntemi kullanılacaktır. Bu amaçla her $n+1$ zaman basamağı için kamanın hız ($\dot{s}$) ve yerdeğiştirmesi (s) aşağıdaki şekilde yazılabilir.

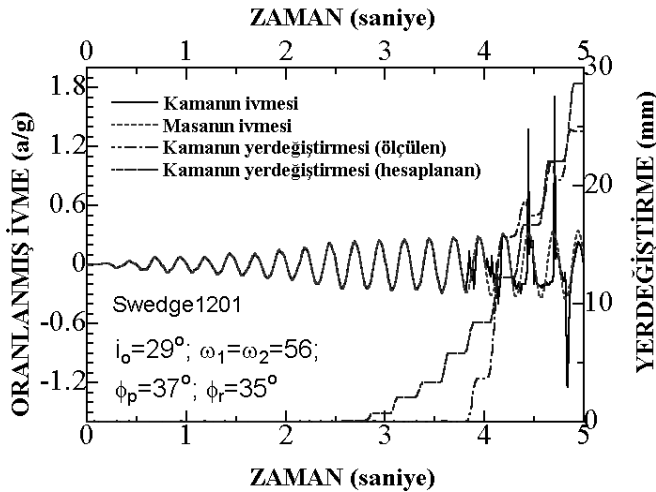
$$\dot{s}_{n+1} = \dot{s}_n + \frac{\ddot{s}_n}{2} \Delta t + \frac{\ddot{s}_{n+1}}{2} \Delta t \quad (10)$$

$$s_{n+1} = s_n + \frac{\dot{s}_n}{1} \Delta t + \frac{\ddot{s}_n}{3} \Delta t^2 + \frac{\ddot{s}_{n+1}}{6} \Delta t^2 \quad (11)$$

Uygulamada sürtünme açısının statik durumdan dinamik hale geçişindeki değişimi (9) nolu denklemde gözönüne almak mümkündür.

4. UYGULAMALAR VE TARTIŞMALAR

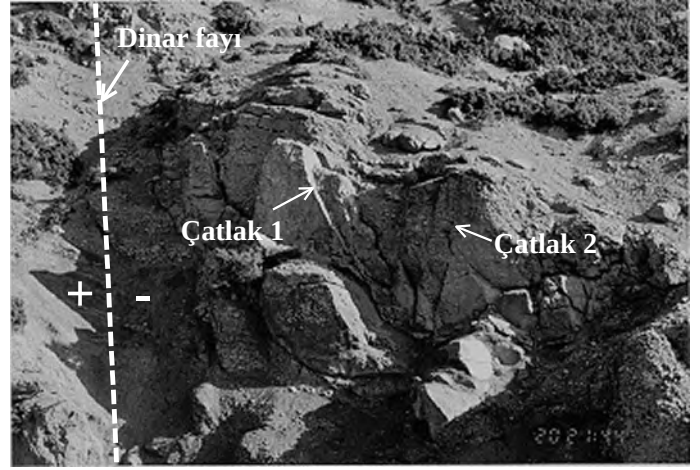
Model deneyleri üzerinde yapılan uygulamalardan sadece TB1 bloğu üzerine yapılan uygulama burada kısaca anlatılacaktır. Şekil 11 kamanın hesaplanan yerdeğiştirmesi ile ölçülen yerdeğiştirme miktarını göstermektedir. Burada kayma yüzeyinin sürtünme açısının değışimi gevrek plastik olarak düşünölmüştür. Ölçölen yerdeğiştirme ile hesaplanan yerdeğiştirme arasında bazı farklılıklar olmakla birlikte önerilen yöntemle kayan kamanın dinamik davranışını modellemek mümkün olduğu söylenebilir. Kayma yüzeyinin statik sürtünme açısının dinamik sürtünme açısına geçiş olgusunu modelleyebilen uygun bir mekanik davranış modelinin kullanılması halinde daha iyi bir tahmin yapılabileceği söylenebilir.



Şekil 11: TB1 kamasının hesaplanan yerdeğiştirmesinin ölçölenle karşılaştırılması.

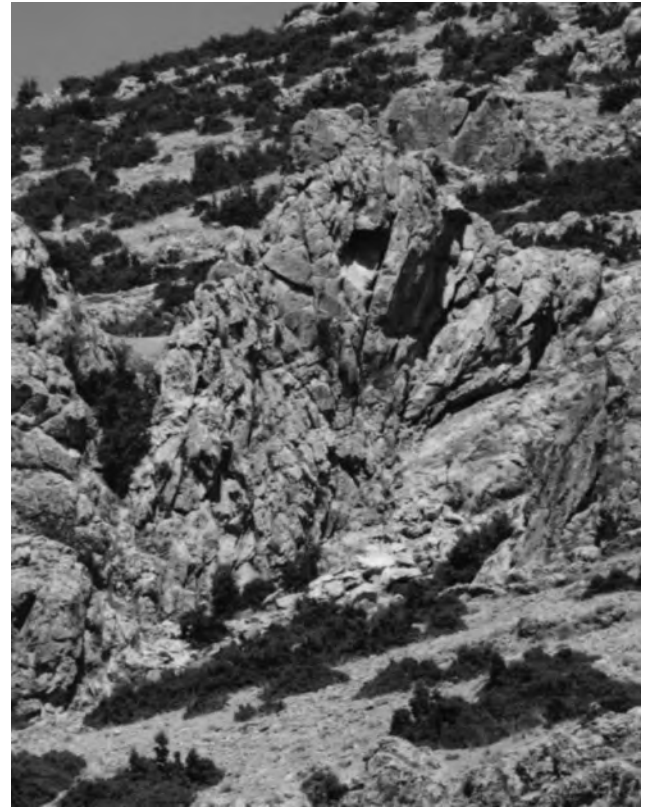
Figure 11: Comparison of calculated and measured displacements of TB1 wedge.

1995 Dinar depreminde oluşın kama türü şev yenilmeleri yazarların burada sunulan çalışmasının başlamasına bir vesile olmuştur. Şekil 12 ve 13 depremin neden olduğu Kızıllı köyü ile Dinar ilçesinin yakınlarında oluşın kama türü kaymaları göstermektedir. Kama türü kaymalar ile ilgili bilgiler Aydan ve Kumsar (1997) ile Kumsar vd. (2000)'de bulunabilir. Oluşın kama türü kaymalar için daha önceki çalışmalarda sismik katsayısı türü bir statik yaklaşım izlenmiştir (Kumsar ve Aydan 1999; Kumsar vd. 2000). Bu çalışmada aynı kama kaymaları sunulan yöntem aracılığı yeniden analiz edilecektir.



Şekil 12: 1995 yılı Dinar depremi sonucu Kızıllı köyü kuzeyinde meydana gelen kama türü kayma.

Figure 12: A wedge failure at north of Kızıllı village happened due to 1995 Dinar earthquake.

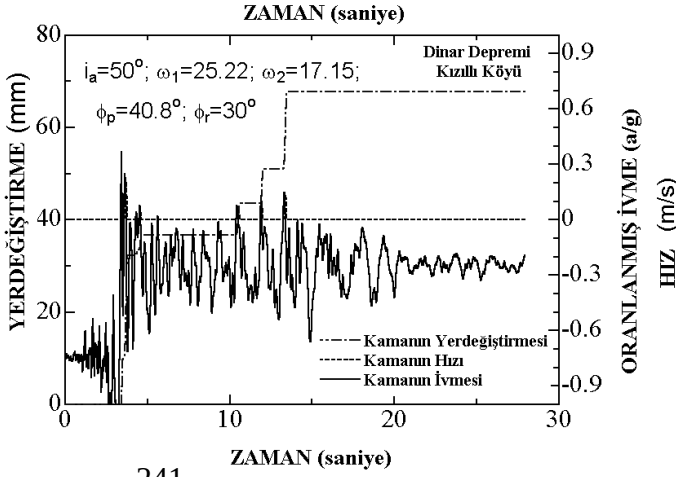


Şekil 13: 1995 Dinar depremi sonucu oluşın Dinar yakınlarında gözlenen kama türü kaymalar.

Figure 13: Wedge failures occurred due to 1995 Dinar earthquake.

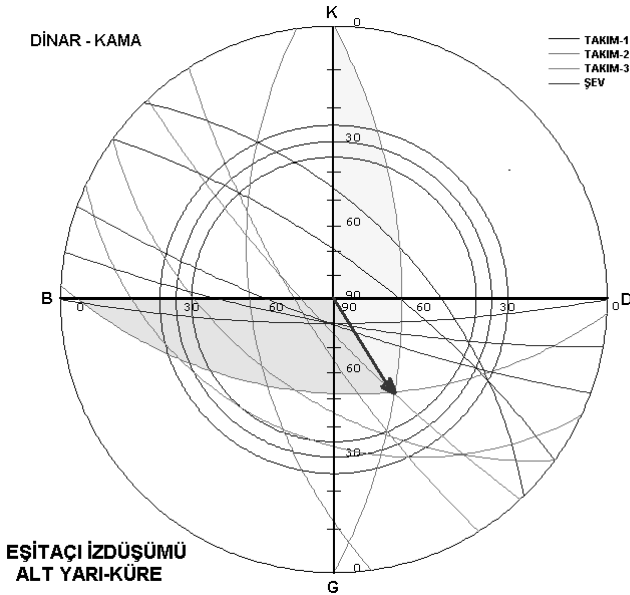
İlk arazi uygulaması Dinar depreminde gözlenen ve Kızıllı köyü yakınlarında oluşın kama kaymasının modellenmesi ile ilgili olacaktır. Bu örnekle ilgili detaylar Kumsar vd. (2000)'de bulunabilir. Şekil 14 kayan kamanın Dinar'daki T.C. Deprem Araştırma Dairesinin kuvvetli yer hareketi kayıt istasyonunda alınan ivme kaydına göre hesaplanan ivme, hız ve yerdeğiştirme davranışını göstermektedir. Kumsar vd. (2000)'de bu kama kayması için dinamik durumda güvenlik katsayısını 0.99 olarak hesapla-

mıştır. Yapılan geri analizler kamanın kayma olgusunun meydana gelmesine rağmen sürtünme açısının değeri 30° kadar düşmesi halinde bile kamanın kısa sürede duraylı duruma geçeceğini göstermektedir. Bu sonuçlar dinamik yüklerin statik deprem yükü olarak düşünülmesinin toptan yenilmenin tahmin edilmesinde yeterli bir yaklaşım olmadığını göstermektedir.



Şekil 14: Dinar-Kızıllı köyü yakınlarında oluşan kama yenilmesinde kayan kamanın ivme, hız ve yerdeğiştirme davranışı.

Figure 14: Responses of acceleration, velocity and displacement of the failed wedge block at North of Kızıllı village in Dinar.

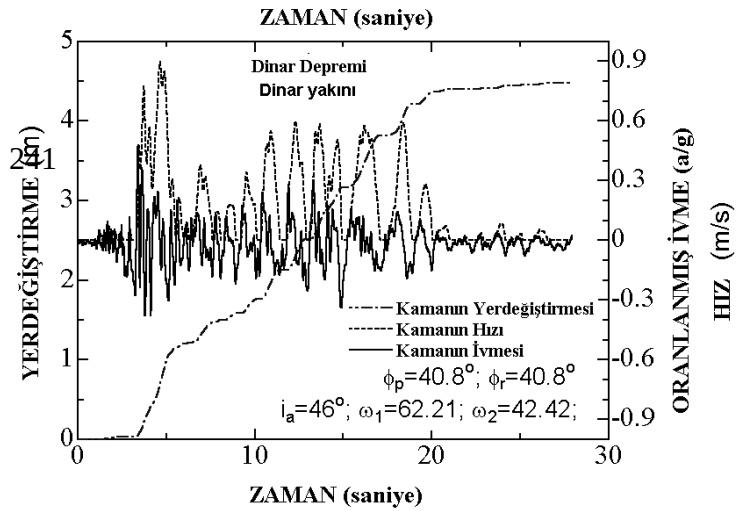


Şekil 15: Dinar yakınlarında oluşan kama yenilmesinde kayan kama yerinde ölçülen süreksizliklerin stereo izdüşümü

Figure 15: Stereo projection of discontinuities at the location where the failed wedge block at North of Kızıllı village in Dinar was observed.

yerdeğiştirme gözlense bile dinamik yükün etkisi kısa ise kamanın topyekün kayması meydana gelmemektedir. Bu tür bir olgu belki kaya mekaniği litera-

İkinci arazi uygulaması Şekil 13'te görülen ve Dinar kasabasının kuzeyinde ve deprem fayından yaklaşık 100 m uzaklıkta fayın taban bloğunda oluşan kama kayması ile ilgili olacaktır. Kama kaymasının olduğu yerde süreksizlikler ikinci yazar tarafından ölçülmüş ve ölçüm sonuçlarının eşitaçı alt yarıküre stereo izdüşümü Şekil 15'te gösterilmiştir. Arazide yapılan ölçümlerde süreksizliklerin sürtünme açısının ortalama değeri 40.8° olarak ölçülmüştür. Fakat kalıcı (veya dinamik) sürtünme açısı ile ilgili olarak bir deney yapılmamıştır. Süreksizlik yüzeyinin maksalama davranışı mükemmel plastik olduğu varsayılarak yapılan hesaplama sonuçları Şekil 16'da gösterilmiştir. Sonuçlar süreksizlik yüzeyinin maksalama davranışı mükemmel plastik olması halinde bile büyük bir yerdeğiştirmenin meydana gelebileceği anlamına gelmektedir. Süreksizlik yüzeylerinin mekanik davranışı hakkında daha detaylı veri olmadığı için daha fazla yorum yapmak mümkün olmamakla birlikte, bu çalışmada sunulan kuramsal modelin mühendislere yararlı olacağı söylenebilir.



Şekil 16: Dinar yakınlarında oluşan kama yenilmesinde kayan kamanın ivme, hız ve yerdeğiştirme davranışı.

Figure 16: Responses of acceleration, velocity and displacement of the failed wedge block near the town of Dinar.

SONUÇLAR

Yazarlar bu çalışmada şevlerin dinamik yükler altında kama türü yenilme olgusunu deneysel ve kuramsal açıdan incelemişlerdir. Deneysel çalışmalar şevlerin kama türü kayma olgusu sırasında oluşan yerdeğiştirmelerin etkiyen dinamik yüklerin zamanla değişimine bağlı olduğu göstermektedir. Kayma olgusu başlayıp kalıcı

türünde gevşeme diye algılanabilir. Dinamik yükler sismik katsayı ile statik hesaplarda gözönüne alınsa bile bu tür yaklaşımlar toptan bir yenilmenin mey-

dana gelip gelmeyeceği hususunda yetersiz kalmaktadır. Dolayısıyla burada sunulan yöntem hem şevin kama türü kaymaya karşı duraylı olup olmadığını hesaplama imkanı vermekte, hem de ivme kaydı olması halinde oluşabilecek kalıcı yerdeğiştirme miktarlarının hesaplanabileceğini göstermektedir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar deneysel çalışmada kullanılan kama modellerinin hazırlanmasında yardımcı olan Tokai Üniversitesi Deniz İnşaat Mühendisliği öğretim üyelerinden Prof. Dr. S. Sakoda'ya teşekkür ederler. Yazarlar ayrıca bu çalışmada arazi uygulamalarında kullanılan Dinar kuvvetli yer kayıt istasyonundaki ivme kayıtlarının alınmasında emeği geçen ve INTERNET'te sayısal olarak erişilebilir hale getiren zamanın T.C. Deprem Araştırma Dairesi Kuvvetli Yer Hareketi Kayıt Şubesinin değerli elemanlarına teşekkür etmeyi bir borç bilirler.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö., Kumsar, H. (1997): A site investigation of Dinar earthquake of October 1, 1995. Turkish Earthquake Foundation, TDV/DR 97-003, İstanbul, Turkey, 115 p.
- Aydan, Ö., Ulusay, R. (2002): A back analysis of the failure of a highway embankment at Bakacak during the 1999 Düzce-Bolu earthquake. Environmental Engineering Geology. Deprem Araştırma Dairesi (1995): 1 Ekim 1995 Dinar Depremi ivme kaydı. <http://www.deprem.gov.tr>
- Kovari, K., Fritz, P. (1975): Stability analysis of rock slopes for plane and wedge failure with the aid of a programmable pocket calculator. 16th US Rock Mech. Symp., Minneapolis, USA, 25-33.
- Kumsar, H., Aydan, Ö. and Ulusay, R. (2000): Dynamic and static stability of rock slopes against wedge failures. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.33, No.1, 31-51.
- Kumsar, H. and Aydan, Ö. (1998). An experimental study on the dynamic stability of slopes against wedge failures by model tests. *Kaya Mekaniği Bülteni*, **14**, 29-40.

Borçka (Artvin) barajı enjeksiyon galerilerinde jeoteknik uygulamalar

The geotechnique applications in injection galleries of Borçka (Artvin) dam

E.Yaşar & Y.Erdoğan

Çukurova Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 01330 Adana

S.Yılmaz

D.S.İ. XXVI. Bölge Müdürlüğü, Artvin

ÖZET: Türkiye'nin Kuzeydoğu Anadolu Bölgesinde Çoruh nehri üzerinde yapımı devam etmekte olan Borçka barajı ve hidro elektrik santral projesi, Aşağı Çoruh Havzasında yer almaktadır. Baraj, Çoruh nehri ile büyük yan kollarından biri olan Murgul çayının birleşim yerinin takriben 300 m. mansabında, Borçka ilçesinin yaklaşık 1,5 km. güneydoğusunda ve Artvin ilinin 25 km. kuzeybatısında yer almaktadır.

Bu proje, elektrik enerjisi üretimi amaçlı planlanmıştır. Rezervuarın toplam depolama kapasitesi ve aktif depolama kapasitesi sırayla $418,95 \times 10^6 \text{ m}^3$ ve $150,78 \times 10^6 \text{ m}^3$ dür. Santral toplam kurulu gücü iki üniteli olup toplam 300 MW dır.

Borçka barajı merkezi kil çekirdekli, zonlu dolgu tipinde, temel geçirimsizlik perdesi, geçirimsizlik duvarı + perde enjeksiyonu tipindedir. Enjeksiyon galerileri geçirimsizliği sağlamak için baraj ekseninde, sağ sahilde 2 adet, sol sahilde 3 adet olmak üzere toplam 5 adettir. Perde enjeksiyonu bu galerilerden açılan belirli geometrideki kuyularda yapılmıştır. Sağ sahilde R1 ve R2; sol sahilde ise L1, L2 ve L3 olarak adlandırılan enjeksiyon galerileri, 1,25 m çaplı yarım daire ve 2,5 x 1,8 m dikdörtgen kesit şeklinde açılmış olup galerilerin toplam uzunlukları 669 m'dir. Galeriler; litik, andezitik ve aglomeratik tuf ile aglomeralar ve bazalt formasyonlarının bulunduğu bir zon içinde açılmıştır. Bu çalışmada enjeksiyon galerilerinin açılması ve perde enjeksiyonu esnasındaki jeoteknik uygulamalar açıklanmıştır.

ABSTRACT: The project of Borçka dam and Hydroelectric power plant which has been constructed at the Çoruh river in North East Anatolian Region of Turkey is located in the Down Çoruh Basin. The dam site is roughly 300 m upstream of joint place of Murgul brook with Çoruh River, 15 km upstream of Borçka and 25 km in North-East of Artvin. The aim of project was planned for production of electricity. The total capacity of reservoir and active storage capacity were $418.95 \times 10^6 \text{ m}^3$ and $150.78 \times 10^6 \text{ m}^3$ respectively. The power force of plant having two turbine units is 300 MW.

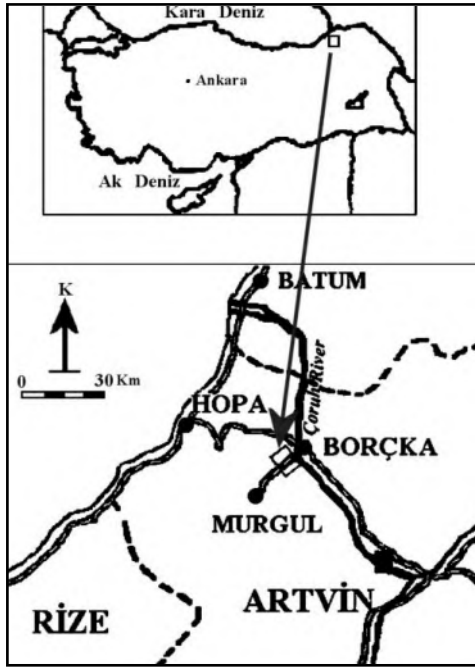
The design of the dam is a centralised clay cored embankment, zoned type, grout curtain and cut-off-wall+curtain injection. Injection galleries for providing impermeable area were opened 2 in right side and 3 in left side of dam site. Grout curtain were constructed by drilling through in right and left side galleries of dam. R1 and R2 in right side and L1, L2 and L3 in left side grout curtain galleries were opened in half circle of 1.25 m in diameter and also in rectangle section of 2.5 x 1.8 m and total length was 669 m. The galleries were built in litic, andesitic, and aglomeratic tuff and basalt formation. The geotechnique applications of grout curtain in the galleries were determined in this study.

1 GİRİŞ

Borçka Barajı ve Hidroelektrik Santral Projesi Çoruh nehri üzerinde ve Gürcistan sınırının 30 km ve Borçka ilçesinin 1.5 km uzağında yer

almaktadır (Şekil 1).

Barajda 2 Fransız türbini ile 150 MW'lık bir kapasite ile enerji üretilmesi amaçlanmaktadır. Barajın kret uzunluğu 728 m olup temelden yüksekliği 86 m'dir. Kil çekirdek dolguludur.

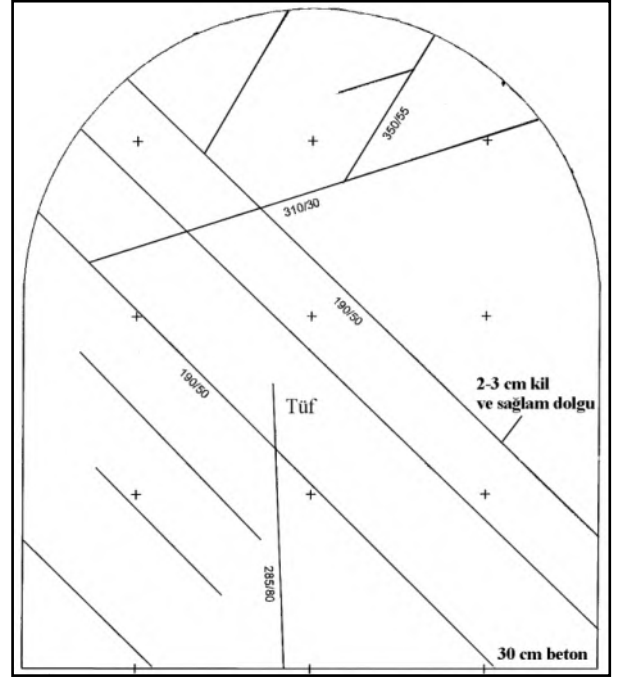


Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası

2 JEOLojİ

Baraj yeri ve yakın civarının jeolojisini Borçka formasyonuna ait litik tuf ve aglomera oluşturur. Bu kayalarda görülen hakim mineraller fillosilikatlardır. Ayrıca iri feldispat kristalleri, amfibol, piroksen ve demir oksit mineralleri görülür. Şekil 2 ve Çizelge 1'den de görüleceği gibi arazi oldukça eklemli olup 30-80° civarında eğime ve çoğunlukla K yönlü doğrultuya sahiptirler. Eklem aralıkları 1-3 m arasında değişmektedir. Eklemlemler çoğunlukla kapalı veya çok az açık olup yüzeyleri pürüzlüdür. Yüzeye yakın olan kısımlarda eklemlemler açık olup sistematik olarak kille sıvalıdır. Yapılan sondaj çalışmalarından kaya kalite belirteci (RQD) %70-85 olarak bulunmuş ve *orta-iyi* sınıf aralığında olduğu tespit edilmiştir. Birimin ortalama yoğunluğu 2.58 t/m³, tek eksenli basma dayanımı 28-158 MPa arasında olup ortalaması 76 MPa olduğu laboratuvar koşullarında belirlenmiştir. Jeomekanik (RMR) kaya sınıflamasına (Bieniawski, 1974 ve 1976) göre elde

edilen değişkenlerin puanlaması sonucu baraj yeri temel kayası II-III. sınıf kaya sınıfına girmekte olup *orta-iyi* sınıf aralığında olduğu bulunmuştur.



Şekil 2. Galerilerde hakim olan süreksizliklerin gösterimi.

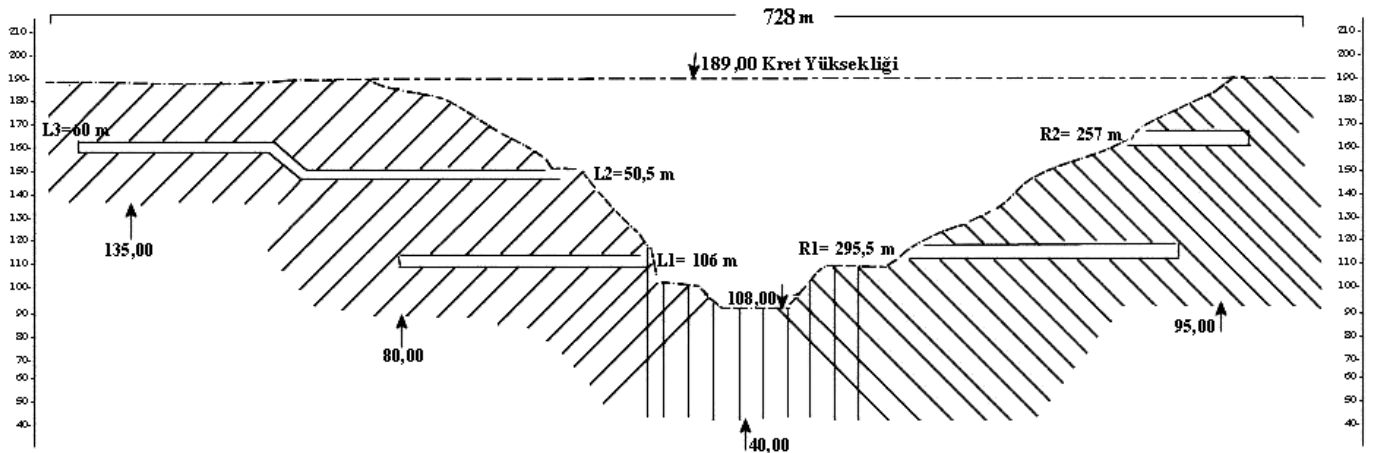
Çizelge 1. Süreksizliklerin Genel Özellikleri

Tipi	Eğim Yönü/eğim	Aralık	Devamlılık	Konumu	Pürüzlülük	Ayrışma
J1*	190/50	>3 m	0,7 m	yok	pürüzlü	Az
J2	310/30	>3 m	1 m	yok	pürüzlü	Az
J3	350/55	1-1,5	0,6-0,7 m	yok	pürüzlü	Az
J4	285/80	1-3 m	tek	yok	pürüzlü	Az

* 2-3 cm kil ve sağlam dolgu

3 ENJEKSİYON GALERİLERİ

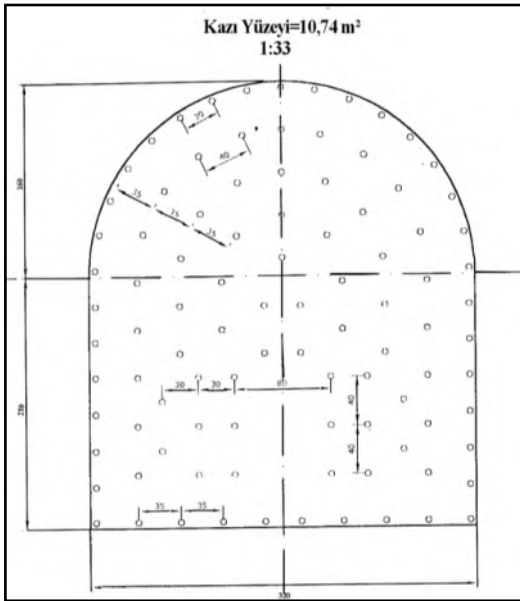
Baraj ekseninde sağ ve sol yamaçta baraj göl suyunun sızmasını önlemek veya sızma süresini uzatmak amacı ile perde enjeksiyonu yapılmıştır. Bu amaçla sağ sahilde iki adet, sol sahilde üç adet enjeksiyon galerisi açılmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Galeri ve perde enjeksiyonunun boyuna kesiti

3.1 Galerilerde Kazı

Galerilerde kazı patlatma ile yapıldığından kazı aynası patlayıcı şarjı için delinmektedir. Delik delme işlemi hidrolik Twin-Boom Jumbo ekipmanı ile gerçekleştirilmektedir. 42 mm çapında delinen bu deliklerin uzunluğu kazılan formasyonun özelliğine göre 0.5-3 m arasında değişmektedir. Delme esnasında kötü kaya koşulları ve su geliri nedeni ile deliklerin çökmesi zaman kaybına yol açmaktadır. Kazı boyu kazılan formasyonun özelliğine bağlı olarak değişmektedir. Patlayıcı madde olarak dinamit ve emülide kullanılmaktadır. Patlatma tekniği olarak orta çekme (V-Cut) yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemle öncelikle kazı aynasının orta kısmı atılmakta ve galeri duvarlarını fazla tahrip etmeden bu bölgedeki kayaların hareket edebileceği serbest yüzey elde edilmektedir. Galerilerde kaya sınıfının iyi (I+II) olduğu bölgelerde ortalama 15 adet gecikmeye karşılık 97 adet delik açılmış olup her bir patlatma 1-3 saat arasında zaman almıştır. 97 delikte 3 m ilerleme ile 32,22 m³ lük kaya kazılmış ve bunun için 181.8 kg patlayıcı ve 101.5 m fitil kullanılmıştır. Ortalama özgül şarj 5.66 kg/m³ tür (Şekil 4 ve Çizelge 2).

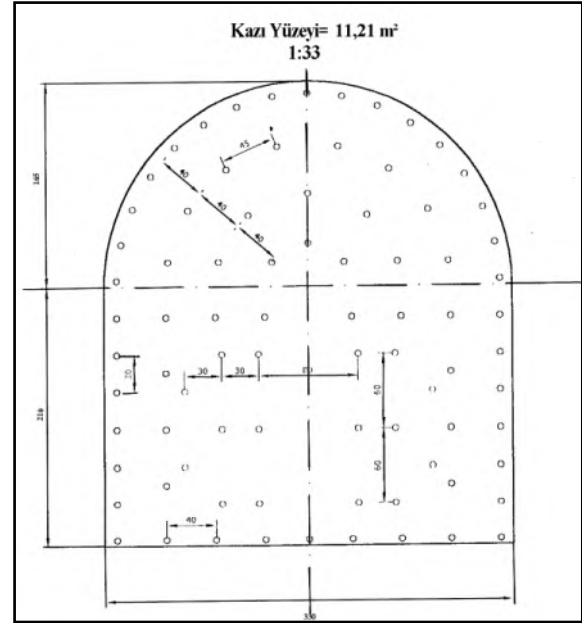


Şekil 4. Sağlam kayada patlatma düzeni (Sınıf I+II)

Çizelge 2. Sağlam kayada patlatmadaki delik ve şarj miktarları

Delik Tipi	Delik Sayısı	Patlayıcı Miktarı (delik başına kg)	Toplam Mik.(kg)
Kesme	16	2,81	45,00
Tarama	42	2.48	103,95
Taban	10	2.48	24,74
Çevre	29	0,28	8,12
Toplam	97		188,82

Galerilerde kaya sınıfının orta (III+IV) olduğu durumda ortalama 15 adet gecikmeye karşılık 82 adet delik açılmıştır. 82 delikte 2 m ilerlemede 22,42 m³ kayada 96,85 kg patlayıcı ve 72.5 m fitil kullanılmıştır. Ortalama özgül şarj 4,32 kg/m³ tür (Şekil 5 ve Çizelge 3).



Şekil 5. Yumuşak kayada patlatma düzeni (Sınıf III+IV)

Çizelge 3. Yumuşak kayada patlatmadaki delik ve şarj miktarları

Delik Tipi	Delik Sayısı	Patlayıcı Miktarı (delik başına kg)	Toplam Mik.(kg)
Kesme	16	1,88	30,08
Tarama	28	1,65	46,20
Taban	9	1,65	14,85
Çevre	29	0,2	5,80
Toplam	82		96,85

Gerek sağlam kayada gerekse yumuşak kayada delik başına yerleştirilen patlayıcı madde miktarı değişmemektedir. Ancak patlatma düzeni ile birlikte delik sayısı değişmektedir. Patlatma düzenine göre yumuşak kayada açılan delik sayısı 82 olup sağlam kayada 97'dir.

Patlatmadan sonra düzgün bir kazı yüzeyi oluşturulması amaçlanmıştır. Kazının ilerlemesi kayanın mühendislik özelliklerine bağlıdır. Patlatmadan sonra galerinin girişine yerleştirilen Korfmann AL14-90 tipi havalandırıcı ile içeriye temiz hava gönderilmiş ve çalışma şartlarına uygun ortam oluşturulmuştur. Kazılan malzeme wheel loader ile dışarı alınarak kamyonlara yüklenmektedir.

Enjeksiyon galerilerinin açılması sırasında ihtiyaç duyulan kazı ve destekleme tipinin belirlenmesi için

jeomekanik sınıflama sisteminden faydalanılmıştır.

Sınıflama altı ana değişkene göre yapılmıştır. Bunlar;

- Kaya Kütlesi Dayanımı,
- Kaya Kalite Belirteci,
- Eklem Aralığı,
- Eklem Sürekliliği,
- Yer altı Su durumu,
- Eklemlerin Konumu.

Galerilerin her patlatılmasından sonra değişkenler gözlenmiş ve kazıya göre galerinin jeolojik açılımı ile kaya sınıfı tespit edilmiştir.

Litik tuf karot örneklerinin çekiç darbesine gösterdiği dirence göre yapılan değerlendirmeler sonucu ayrıışmış kısımlar dışında çoğunlukla dayanımlı olarak nitelendirilmiştir. Tek eksenli dayanım değeri 28-158 MPa arasında değişim göstermektedir. RMR sınıflamasına göre *orta* nitelikli kaya grubuna girmektedir.

Kaya kalite belirteci (RQD) 10 cm'den büyük olan karot toplamının delik boyuna göre yüzdesi olup ortalaması %75 olarak belirlenmiştir (ISRM, 1978). Litik tuf içinde ayrıışmış zonlarda RQD değeri düşük çıkmıştır.

Karot ve kazı gözlemlerinde eklem aralığının çoğunlukla geniş (20-60 cm) ve çok geniş (60-200 cm) olduğu saptanmıştır. Eklem aralıklarının bu özelliği RQD değerlerinin yüksekliğinde kendini göstermektedir. Eklem açıklıkları çoğunlukla aşırı dar (< 2 mm) ve kapalı olarak belirlenmiştir. Açık eklem yüzeylerinde oksitlenme, yer yer kalsit ve kil dolguları görülmektedir. Eklem yüzeyleri çoğunlukla pürüzlüdür.

Litik tuf genel olarak ayrıışmasız bir kayadır. Bununla birlikte ayrıışmanın az, orta ve yüksek olduğu kesimlere de rastlanır. Ayrıışmanın temel nedeni parçalanma zonları, faylanma ve yüzeye yakınlıktır. Genel olarak bu zayıf zonlarla birlikte değerlendirildiğinde *az ayrıışmalı* olarak nitelendirilebilir.

Yeraltı suyu akımı yamaçlardan nehre doğrudur. Galeriler yer altı su seviyesi üzerinde olduklarından su sorunu yaşanmamaktadır. Yalnız yüzey suları eklem boyunca sızmakta olup drenaj kanalı ile dışarı atılmaktadır.

Süreksizlikler tuf tabakalanmasına bağlı Kuzey-Kuzeydoğuya doğru olup 20-25° eğimlidir. Süreksizlik düzlemleri kapalı ve pürüzlü olduğundan sorun oluşturmamaktadır.

3.2 Destekleme

Yeraltı kazısında başlıca amaç, kayanın açıklık civarında kendi kendini tutabilmesidir. Ancak bu amaç bazen çeşitli faktörlerden dolayı

sağlanamamakta veya kısmen sağlanmaktadır. Yeraltında oluşturulan açıklık civarında bu boşluktan önce başlıca doğal gerilmeler için varolan denge, üstteki kaya yükü, tektonik kuvvetler, süreksizlik düzlemleri ile kayanın diğer jeoteknik özellikleri ve yer altı suyunun miktar ve basıncına bağlı olarak bozulur veya değişir. Kayaya etkiyen ve duraylılıkta etkili olan ikincil gerilmeler oluşur. Galeride çevre kayası ikincil gerilmelerle oluşan deformasyona karşı doğal kemerlenme ile kendini belli bir süre tutabilirse, bu süre için duraylılıktan bahsedilebilmektedir.

Enjeksiyon galerilerinin yapımında Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (YATAY) uygulanmıştır. Bu yöntem duraylılığı zayıf zeminlerde kayanın kendini taşıyabilme ilkesine dayalı olarak püskürtme beton, çelik hasır, kaya saplamaları ve öngerilmeli ankraj destekleme unsurlarını içermektedir (Kutzner, 1996). Tünel kazısı esnasında kazı kesitinin etrafında oluşan teğetsel ve ışınsal gerilmelerin analizi ve zamanla oluşan radyal deformasyonla birlikte bu gerilmelerin azalma ve çoğalma şeklindeki değişimi bu metodun ana prensibini oluşturmaktadır. Kazı sırasında oluşan plastik kaya zonunun bu gerilmeleri taşıması ise kayada gevşemelere yol açabilir (Lombardi, 1987; Arıoğlu ve Yüksel, 1999).

Enjeksiyon galerilerinde Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemine göre kazı ve destekleme zemin sınıfı dikkate alınarak iki adet destekleme tipi uygulanmıştır (Şekil 6 ve Çizelge 4).

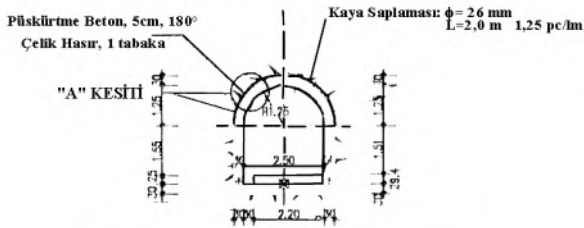
Galeride kaya yüzeyine püskürtme beton karışımı püskürtülerek tabaka oluşturulmuştur. Püskürtme betonun karışımı 1,183 kg kum, 647 kg çakıl, 400 kg çimento, 200 lt su ve 26 kg priz hızlandırıcı katkı malzemesinden oluşmuştur. Bu karışımın 7 günlük basma dayanım değeri ortalama 18,7 MPa ve 28 günlük basma dayanım değeri ise 25 MPa'dır.

Çelik hasır püskürtme betona destek için kullanılmış ve enjeksiyon galerilerinde 2,15x5 m, 15x15 cm² şeklinde 6 mm çaplı çelik hasır kullanılmıştır.

Bir tabaka çelik hasır 10,75 m² olup 31,7 kg'dır. Tünelin duvarlarına ve tavanına sabitlenir. Çelik hasır kaya saplamalarının arasına ve kaya yüzeyine gerdirilmiştir. Yan yana iki hasır telin bindirme payı göz açıklığının üç katı kadar uygulanmıştır.

Kaya saplamaları, galerinin tavan ve duvarlarının desteklenerek, düşecek kaya bloklarının duraylılığının sağlanmasında kullanılır (Hoek ve Bray, 1981 ve Hoek ve diğ., 1995). Kaya saplamaları yerleştirildikten sonra çekme dayanım testleri yapılmış ve saplamaların başarılı bir şekilde uygulandığı tespit edilmiştir (Çizelge 4).

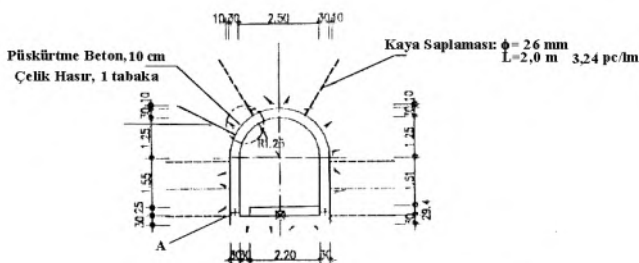
Kazılan Alan: 10,54m²
Beton Alanı :3,33 m²
1:100



DESTEK TİPİ	
MALZEMELER	MİKTARI
PÜSKÜRTME BETON, 5cm, 180°	0,26 m³
KAYA SAPLAMASI, Ø26 mm, l=2,0 m	10,43 kg
CELİK HASIR, Q188 (3,01kg/m²)	14,68 kg

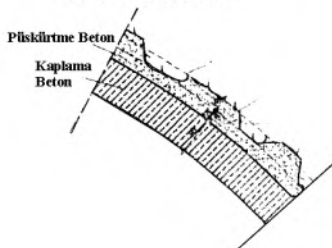
DESTEK SINIFI III-IV

Kazılan Alan: 11,21 m²
Beton Alanı : 3,33 m²
1:100



DESTEK TİPİ	
MALZEMELER	MİKTARI
PÜSKÜRTME BETON, 10 cm,	0,92 m³
KAYA SAPLAMASI, Ø26 mm, l=2,0 m	27,03 kg
ÇELİK HASIR, Q188 (3,01kg/m²)	27,34 kg

"A" KESİTİ 1:25



sonucu su problemi yok denecek kadar azdır. Sadece galerinin giriş çıkış noktalarından sürekli olmayan mevsim şartlarına göre değişen kısmi su geliri mevcuttur. Bu sular tünel çevresi boyunca kaya içine açılan 50 cm deliklerle toplanmış ve bu delikler üzerine folye kaplaması yapılmıştır. Folye kaplaması üzerine çelik hasır serilmiş ve püskürtme beton atılmıştır. Deliklerden gelen sular püskürtme betonu bozmadan folye kaplaması yardımıyla tavan ve duvarlardan aşağı alınmıştır.

3.3 Galerilerde Enjeksiyon

Geçirimsiz perde rezervuar alanında su birikmesi için sondaj ekipmanı ile kuyulara belli bir basınç altında su, çimento ve katkı malzemesinin belirli oranlarda gözenekli kısımlara basılması ile oluşturulur.

Borçka barajında su seviyesi maksimum 189 m olması durumunda zeminde 1,8-1,9 MPa gerilme oluşturacaktır. Borçka barajında galerilerin iç kısmı 0,3 MPa basına göre tasarlanmıştır. Bu yüzden perde ve sıkıştırma enjeksiyonunda enjeksiyon malzemesinin kalitesi çok önemlidir. Enjeksiyon galerilerinde farklı su/imento oranları denenmiş en iyi sonucu s/=1,5 vermiştir. Enjeksiyon derinliği ise 70 m civarındadır. Bütün sondajlarda 85 mm çaplı ve maksimum derinlik 80 m olup 20° bir eğimle açılmıştır. Her bir galeride 3 adet deneme kuyusu rotary sondaj yöntemi ile açılmıştır. Her bir deneme sondajı arası 25 m dir.

Bütün sondajlarda yıkama olarak su kullanılmıştır. Deney kuyularında su basıncı 16 m derinliğe ve 35 m uzaklığa kadar gittiği tespit edilmiştir. 3 farklı sondaj türü ile yapılan enjeksiyon malzemesinin basılmasında rotary sondaj ile en iyi verim alınmıştır.

Enjeksiyon karışımının birim hacim ağırlığı 1,36 gr/cm³ ve litrede 0,543 kg çimento ile % 1 civarında bentonit kullanılmıştır. Çizelge 6'da belirtildiği gibi toplam 5479,5 m sondaj yapılmış 22075 kg karışım ve 1004,7 kg katkı malzemesi kullanılmıştır.

3.4 Galerilerin Genel Özellikleri

Borçka barajı inşaatında, sağ sahilde 2, sol sahilde 3 adet olmak üzere 5 adet enjeksiyon galerisi açılmıştır. 1.25 m çaplı yarım daire ve 2.5 x 1.8 dikdörtgen kesitli galerilerin toplam uzunluğu 666 m. dir. Galeriler *orta – iyi* sınıf kayada açıldığından ciddi bir problem ile karşılaşılmamıştır. Galerilerin genel özellikleri ve kullanılan malzeme miktarları Çizelge 5 ve 6’da verilmiştir.

R1 galerisi mansap tarafı ulaşım, memba tarafı ise enjeksiyon amaçlıdır. Galeri uzunluğu 295,5 m

Şekil 6. Destekleme sistemleri

Çizelge 4. Galerilerde uygulanan destek tipleri

Destek Tipi	Kaya Sınıfı	Püskürtme beton	Kaya Saplama	Çelik Hasır
1	1+2	Tavana 5 cm	1.25 pc/lm veya φ26 mm L=2m	Tavana Q188/188
2	3+4	Tam yüzeye 10 cm	3.24 pc/lm veya φ26 mm L=2m	Tüm yüzeye Q188/188

Galerinin giriş ve çıkışlarında kemerlenmenin oluşması için çelik iksa kullanılmıştır.

Yer altı su seviyesinin galerinin altında kalması

olup ortalama %4.45 eğime sahiptir. 30 cm kaplama beton ile kaplanmıştır. R1 galerisinde toplam 436 m³ püskürtme beton, 6286,4 kg çelik hasır, 637 adet 3 m'lik kaya saplaması, 7420 kg enjeksiyon malzemesi, 2172,5 m sondaj ve 264,6 kg katkı malzemesi kullanılmıştır. R1 Galerisinde, özellikle nehir yatağının aşındırması ile oluşmuş zayıf zonlar geçilmiştir. Birbirini kesen dik açılı eklemlerin varlığı bunların oluşturduğu bloklanmalar ve eklem aralıklarının kil dolgulu olması yer yer 50-100 cm fazla kazılara sebebiyet vermiştir. Bu kısımlarda iki kat çelik hasır 3 m'lik kaya saplaması 20 cm püskürtme betonu ile desteklenmiştir.

R2 galerisi ulaşım ve enjeksiyon amaçlı açılmıştır. Toplam galeri uzunluğu 257 m olup %5,5 eğime sahiptir. 30 cm kaplama beton ile kaplanmıştır. R2 galerisinde toplam 335,5 m³ püskürtme beton, 4559 kg çelik hasır, 230 adet 2 m'lik, 125 adet 3 m'lik ve 24 adet 3 m'lik İBO kaya saplamaları, 8915 kg enjeksiyon malzemesi, 2104,5 m sondaj ve 535,1 kg katkı malzemesi kullanılmıştır. R2 Galerisinde, R2mansap giriş kısmında yaklaşık 5 m'lik kısım iri blokların gömülü olduğu kil ve fazla ayrılmış kayalar geçilmiştir. Bu kısım İBO kaya saplamaları ile desteklenmiştir.

L1 galerisi 112,5 kotunda, 1,25 çapında, 106 m uzunluğunda ve %1,67 eğime sahip olup enjeksiyon amaçlıdır. 30 cm kaplama beton ile kaplanmıştır. L2 galerisinde toplam 149 m³ püskürtme beton, 530 kg

çelik hasır, 157 adet 3 m'lik kaya saplaması, 2270 kg enjeksiyon malzemesi, 401 m sondaj ve 24,7 kg katkı malzemesi kullanılmıştır. L1 Galerisinde, geçilen kısım galeri açılmasına çok uygun özellikler sunmuştur. Çoğu yerinde yalnız tavana çelik hasır, püskürtme beton ve 1.25 pc/lm kaya saplaması kullanılmıştır.

L2 galerisi 146,4 kotunda, 1,25 çapında, 50,2 m uzunluğunda ve %1,36 eğime sahip olup enjeksiyon amaçlıdır. 30 cm kaplama beton ile kaplanmıştır. L2 galerisinde toplam 30,5 m³ püskürtme beton, 481,6 kg çelik hasır, 106 adet 3 m'lik kaya saplaması, 1630 kg enjeksiyon malzemesi, 305,5 m sondaj ve 43,4 kg katkı malzemesi kullanılmıştır. L2 Galerisinde, giriş kısmının tamamen ayrılmış olması ve bu kısmın kaldırılabilmesine müsait olması galeriyi 25 m kısaltmıştır.

L3 galerisi ulaşım ve enjeksiyon amaçlı menba ve mansap tarafından açılmıştır. 158 kotunda, 1,25 çapında, 60 m uzunluğunda ve %1,1 eğime sahiptir. 30 cm kaplama beton ile kaplanmıştır. L3 galerisinde toplam 66,5 m³ püskürtme beton, 1493 kg çelik hasır, 88 adet 3 m'lik kaya saplaması, 1840 kg enjeksiyon malzemesi, 496 m sondaj ve 134,2 kg katkı malzemesi kullanılmıştır. L3 Galerisinde, ulaşım bölgesinin giriş kısmında 5 m'lik alanın tehdit eden ve tünel ekseninin 60-70° açı ile kesen bir süreksizlik zonu geçilmiştir. Bu kısım 3 m'lik kaya saplamaları ile desteklenmiştir.

Çizelge 5. Galerilerin Karakteristik Özellikleri

Özellikler	R1 mansap	R1 memba	R2 mansap	R2 memba	L1	L2	L3 mansap	L3 Memba
Kot	113,5	113,5	159,2	160	112,5	146,4	158	158
Çap	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Uzunluk (m)	222,5	73	99	58	106	50,5	27	33
Eğim (%)	3,89	5	5,5	5,5	1,67	1,36	1,1	1,1
Kaplama beton (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30
Amacı	ulaşım	enjeksiyon	ulaşım	enjeksiyon	enjeksiyon	enjeksiyon	ulaşım	enjeksiyon
Başlama Tarihi	27.06.00	25.08.2000	16.01.01	16.01.01	22.09.01	02.04.01	09.06.01	11.06.01
Bitiş Tarihi.	07.09.00	15.09.2000	23.02.01	23.02.01	21.10.01	14.04.01	22.06.01	23.06.01
Toplam süre (hafta)	6	3	5	5	4	2	2	2

4 SONUÇLAR

Borçka barajı ve HES inşaatında, sağ sahilde 2, sol sahilde 3 adet olmak üzere 5 adet enjeksiyon galerisi açılmıştır. 1.25 m çaplı yarım daire ve 2.5 x 1.8 dikdörtgen kesitli galerilerin toplam uzunluğu 666 m.dir. Galeriler litik, andezit ve aglomeratik tüf, aglomera ve bazalt kayaları içerisinde açılmış

olup, yüksek dayanıma sahip olduklarından ciddi bir problem ile karşılaşılmamıştır.

Jeomekanik (RMR) kaya sınıflamasına göre baraj yeri temel kayası 3. sınıf kaya sınıfına girmekte olup *orta-iyi* arası özellik göstermektedir. Kazılan kayalar çok sayıda eklemlili olup 30-80° civarında eğim ve çoğunlukla K yönlü doğrultuya sahiptirler. Eklem aralıkları 1-3 m arasında

değişmektedir. Eklemler çoğunlukla kapalı veya çok az açık olup yüzeyleri pürüzlüdür. Kaya kalite belirteci (RQD) ortalaması %75 olup orta-iyi bir

sınıfa sahiptirler. Birimin ortalama yoğunluğu 2.58 t/m^3 , tek eksenli basma dayanımı $280\text{-}1580 \text{ kg/cm}^2$ arasında olup ortalama 760 kg/cm^2 dir.

Çizelge 6. Galerilerde Kullanılan Malzeme Miktarları

Malzeme	R1mansap	R1membra	R2	L1	L2	L3
Püskürtme beton (m^3)	323,5	113	335,5	149	30,5	66,5
Çelik hasır (kg)	4580	1706,4	4559	530	481,6	1493
Kaya saplaması (adet)	456-3m	181-3 m	230-2m 125-3 m 24-3m ibo	157 - 3 m	106 - 3 m	88 - 3 m
Enjeksiyon malzemesi (kg)	5010	2410	8915	2270	1630	1840
Toplam sondaj (m)	1372,5	800	2104,5	401	305,5	496
Katkı malzemesi (kg)	153	111,6	535,1	27,4	43,4	134,2

Galerilerde kazı patlatma ile yapıldığından kazı aynası patlayıcı şarjı için delinmektedir. Patlayıcı madde olarak dinamit ve emülide kullanılmaktadır. Patlatma tekniği olarak orta çekme (V-Cut) yöntemi kullanılmıştır.

Galerilerde kaya sınıfının iyi (I+II) olduğu bölgelerde ortalama 15 adet gecikmeye karşılık 97 adet delik açılmış olup 3 m ilerlemede $32,22 \text{ m}^3$ kaya kazısı için $181,8 \text{ kg}$ patlayıcı ve $101,5 \text{ m}$ fitil ile kullanılmıştır. Ortalama özgül şarj $5,66 \text{ kg/m}^3$ tür.

Galerilerde kaya sınıfının orta (III+IV) olduğu durumda ortalama 15 adet gecikmeye karşılık 82 adet delik açılmıştır. 82 delikte 2 m ilerlemede $22,42 \text{ m}^3$ kaya kazısı için $96,85 \text{ kg}$ patlayıcı ve $72,5 \text{ m}$ fitil ile kullanılmıştır. Ortalama özgül şarj $4,32 \text{ kg/m}^3$ tür. Gerek sağlam kayada gerekse yumuşak kayada delik başına yerleştirilen patlayıcı madde miktarı değişmemektedir.

Enjeksiyon galerilerinde zemin sınıfı dikkate alınarak iki adet destekleme tipi uygulanmıştır

R1 galerisi $295,5 \text{ m}$ olup toplam 436 m^3 püskürtme beton, $6286,4 \text{ kg}$ çelik hasır, 637 adet 3 m'lik kaya saplaması, 7420 kg enjeksiyon malzemesi, $2172,5 \text{ m}$ sondaj ve $264,6 \text{ kg}$ katkı malzemesi kullanılmıştır.

R2 galerisi ulaşım ve enjeksiyon amaçlı olup uzunluğu 257 m , toplam $335,5 \text{ m}^3$ püskürtme beton, 4559 kg çelik hasır, 230 adet 2 m'lik, 125 adet 3 m'lik ve 24 adet 3 m'lik İBO kaya saplamaları, 8915 kg enjeksiyon malzemesi, $2104,5 \text{ m}$ sondaj ve $535,1 \text{ kg}$ katkı malzemesi kullanılmıştır.

L1 galerisi $112,5$ kotunda, $1,25$ çapında, 106 m uzunluğunda ve $\%1,67$ eğime sahip olup enjeksiyon amaçlıdır. Toplam 149 m^3 püskürtme beton, 530 kg çelik hasır, 157 adet 3 m'lik kaya saplaması, 2270 kg enjeksiyon malzemesi, 401 m sondaj ve $24,7 \text{ kg}$ katkı malzemesi kullanılmıştır.

L2 galerisi $146,4$ kotunda, $1,25$ çapında, $50,2 \text{ m}$

uzunluğunda ve $\%1,36$ eğime sahip olup enjeksiyon amaçlıdır. Toplam $30,5 \text{ m}^3$ püskürtme beton, $481,6 \text{ kg}$ çelik hasır, 106 adet 3 m'lik kaya saplaması, 1630 kg enjeksiyon malzemesi, $305,5 \text{ m}$ sondaj ve $43,4 \text{ kg}$ katkı malzemesi kullanılmıştır.

L3 galerisi ulaşım ve enjeksiyon amaçlı olup 60 m uzunluğundadır. Toplam $66,5 \text{ m}^3$ püskürtme beton, 1493 kg çelik hasır, 88 adet 3 m'lik kaya saplaması, 1840 kg enjeksiyon malzemesi, 496 m sondaj ve $134,2 \text{ kg}$ katkı malzemesi kullanılmıştır.

5 KAYNAKLAR

- Arioğlu, E., Yüksel, A. 1999. Tünel ve yer altı Mühendislik yapılarında çözümlü püskürtme beton problemleri, Maden Müh. Odası, İstanbul. Şubesi, İstanbul.
- Bieniawski, Z.T. 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In *Advances in Rock Mechanics* 2, part A: pp.27-32. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In *Exploration for rock engineering, proc. of the symp.*, (ed. Z.T. Bieniawski) 1, pp 97-106. Cape Town: Balkema.
- Hoek, E. and Bray, J.W. 1981. *Rock Slope Engineering* . 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 402 p.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F., 1995. *Support of Underground Excavation in Hard Rock*, 215 p., Rotterdam, Balkema
- ISRM, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 15, pp 319-368.
- Kutzner, C., 1996, *Grouting of rock and soil*, 286 p., Balkema.
- Lombardi, G., 1987, *Injection des massif rocheux*, Publication de la Societe Suisse de Mecanique des Sols et des Roches.

Göлтаş Çimento Fabrikası'na ait kireçtaşı açık ocağındaki galeri ve basamak patlatmalarının değerlendirilmesi

Evaluation of coyote hole blasting and bench blasting at limestone quarry of Göлтаş Cement Factory

H.T. Özkahraman & H.Çiftçi

Süleyman Demirel Üniversitesi, Müh. Mim. Fak., Maden Mühendisliği Bölümü, 32260, Isparta

ÖZET: Göлтаş taş ocağında açıldığından beri alışlagelmiş galeri usulü patlatma uygulanırken, son bir yıl içinde delici makine alınarak basamak patlatması usulüne başlanılmıştır. Basamak patlatması yöntemiyle daha ince boyutlu ve patarı olmayan bir malzeme üretimi hedeflenmiştir. Bu çalışmada ise basamak patlatmasının verimliliği, blok boyutunun, sayısal fotoğraf yöntemi kullanılarak ölçülmesiyle değerlendirilmiştir. Değerlendirme sonucunda alışlagelmiş galeri patlatmasının şevlerde oluşturduğu aşırı çatlaklı yapı ve şevin yüksekliğinin fazla olmasından dolayı basamak patlatmasının, galeri patlatmasına karşı üstünlüğü tam olarak görülememiş ancak patlatma verimini arttırmak ve sonuçları iyileştirmek için alınacak önlemler belirlenmiştir. Ayrıca SDÜ' de geliştirilen bilgisayar destekli sayısal fotoğraflama yöntemi, yöntemin üstünlüğü ve yararının, özellikle Çimento sektörüne tanıtılması, amaçlanmıştır.

ABSTRACT: Coyote hole blasting method had been used in Göлтаş quarry mine since the beginning of the operations. A drilling machine was purchased and bench blasting was started last year. By the application of bench blasting, it was aimed to produce well-fragmented muck pile with finer size without boulders than coyote hole blasting. In this study, the efficiency of bench blasting was evaluated from the measurement of block size by digital photo method. As a result of the evaluation, the advantage of bench blasting was not clearly determined due to heavily fractured and excessively damaged high benches by coyote blasting. But several suggestions were given for the remedies to increase efficiency of the bench blasting. Also, a computer used digital photo method that has been developed at Süleyman Demirel University is described in order to demonstrate the advantages and usefulness of this new method to the cement production sector.

1 GİRİŞ

Göлтаş çimento fabrikasının kireçtaşı ocağında çalışıldığından beri galeri patlatma yöntemi uygulanmaktadır. Özkahraman ve Şirin (1996) uygulanmakta olan bu yöntemi tanıtarak yöntemin verimliliğini belirlemişlerdir.

Göлтаş çimento fabrikası kireçtaşı ocağında şev yüksekliğinin gittikçe yükselen topoğrafya nedeniyle 30m'den yüksek olması hatta yer yer 40 m'yi geçmesi galerilere konan patlayıcı miktarının arttırılmasını gerektirmiştir. Fotoğraf 1'de ocak şevlerinden bir görünüm verilmiştir. Odalara gerekenden fazla patlayıcı konması aşırı yer sarsıntısı yaratmaktadır. Aşırı yer sarsıntısının çimento fabrikasının döner fırınının ayaklarında yarattığı farklı oturmalar, döner fırının gövdesinde çatlaklar oluşturmuştur. Çimento fabrikası döner fırınının patlatma mahallinden yaklaşık 1 km uzaklıkta olması hasarın meydana gelmesinde etken

olmuştur. Ayrıca yüksek şevler giriş galerilerinin boylarının da uzun olmasını gerektirmiş, bu nedenle dilim kalınlığı da gerekenden büyük olmuş, galeri patlatmalarıyla istenilen incelikte malzeme sağlanamamıştır. Ayrıca çok iri boyutta kaya blokları çıkmış ve bu patarlar ikincil bir kırma işlemini gerektirmiştir. Parçalanma boyutunun istenenden büyük oluşu çimento fabrikasının kırıcılarında mekanik arızalara ve gecikmelere sebebiyet vermiştir. Aşırı sarsıntı nedeniyle galeri patlatması yapılan şevlerde kaymaların oluşması, uygulanmakta olan galeri patlatması yöntemini hem güvenlik hem de iktisadi açıdan tartışılır hale getirmiştir. Bu nedenle ocakta basamak patlatmasına geçilmiş ve bir adet Atlas Copco delici makine alınmıştır. Bu makine ile 19 m uzunluğunda 115 mm çapında delikler delinmiştir. Delici makine ile delinen delikler Fotoğraf 2' de görülmektedir.

Çimento üretiminde kullanılan kırılmış kireçtaşının mümkün mertebe en ufak boyutta kırılmış olması istenmektedir. Böyle olunca da kırıcıdaki kırma işleminde kırıcılara düşen yük azalmaktadır. Hem de kırıcıda daha az enerji harcanmış olmaktadır.



Fotoğraf 1. Ocak şevlerinden bir görünüm



Fotoğraf 2. Göltaş taş ocağında patlatma delikleri

Özkahraman (1994), Baştaş çimento fabrikasında tek delik patlatma yöntemini kullanarak, en uygun dilim kalınlığını 2.5 m. olarak belirlemiştir. Bu çalışma sonucunda, 89 mm. çapında ve 8-10 m boyunda delikler delinmiş, böylece delik aralıkları küçültülerek daha küçük boyutta kırılmış malzeme üretilmiştir. Böylece kırıcıların yıllık kapasitesi yaklaşık iki misline yükseltilmiştir. Kapasitenin artmasında kırıcıların tamir ve bakım sürelerinin azalması büyük rol oynamıştır.

Patlatma sonucu oluşan parçalanmanın değerlendirilmesi, atımın başarılı ya da başarısız

olduğu hakkında bilgi vermektedir. Parçalanmanın değerlendirilmesinde en doğru yöntem tüm pasanın elek analizinin yapılmasıdır. Ancak bu da, hem pahalı hem de çok zaman alıcı olduğundan iktisadi değildir. Bu nedenle son yıllarda sayısal görüntü işleme yöntemleri uygulanmaktadır. Aswegen ve Cunningham (1986), Rosin-Rammler dağılımının atım kütlelerinin dağılımını temsil edebileceğini bildirmişlerdir. Yazarlar, Rosin-Rammler dağılımının iki önemli değişkeni olan, düzgünlük indisi ile ortalama parçalanma boyutunu kullanarak atım kütlelerinin parça boyut dağılımının belirlenebileceğini göstermişlerdir.

Birim patlayıcı (özellik şarj) miktarının, patlatma ekonomisini doğrudan etkileyen önemli bir parametre olduğu bilinmektedir. Galeri patlatmalarındaki özgül şarj, meydana gelen parçalanma ile kıyaslanabilir. Kou ve Rustan (1992), açık ocaklarda basamak patlatmalarında kullanılması gereken özgül şarj miktarını (c) Eşitlik (1) ile ifade etmişler ve doğruluğunu da patlatma verileriyle kanıtlamışlardır.

$$c = \frac{\sigma_b^2}{2\eta \cdot E_d \cdot Q_{er}} \quad (1)$$

Formülde; σ_b , kayacın basınç dayanımı; η , enerji dönüşüm katsayısı; E_d , dinamik elastisite modülü; Q_{er} , patlayıcının ısı muhtevasıdır. Eşitlik (1)' in kireçtaşı patlatmalarında yüksek bir doğruluk derecesiyle kullanılabileceği görülmüştür (Özkahraman, 1994). Ancak formülle gerçeğe uygun bir özgül şarj elde edebilmek için özellikle dinamik elastisite modülünün (E_d) arazideki kaya kütlelerini temsil eden bir değerde olması gerekir. Bu nedenle dinamik elastisite modülü sismik hız formülünden (2) belirlenebilir.

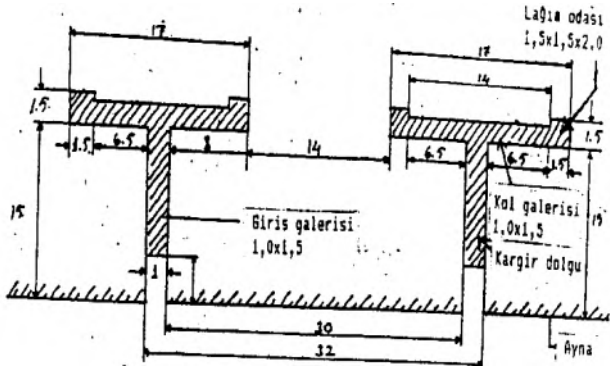
$$E_d = \frac{C_p^2 \cdot \gamma \cdot (1 + \nu)(1 - 2\nu)}{g(1 - \nu)} \quad (2)$$

Formülde, C_p = Boyuna dalga hızı, γ = kaya kütleli yoğunluğu, ν = poisson oranı, g = yerçekimi ivmesidir.

Bu çalışmada, sayısal fotoğraflama yöntemi kullanılarak Göltaş ocağında her iki yöntemle (galeri patlatması ve basamak patlatması yöntemleri) yapılan patlatmaların verimliliği araştırılmıştır.

2 GÖLTAŞTA UYGULANAN GALERİ PATLATMA YÖNTEMİ

İdeal bir galeri patlatmasında galeri ölçüleri Berkman (1970) tarafından Şekil 1’de görüldüğü gibi verilmiştir.



Şekil1. Tipik bir galeri patlatması ölçüleri (Berkman, 1970).

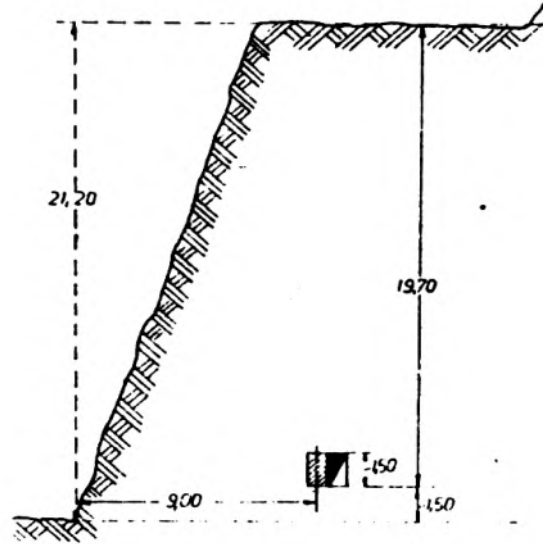
Göлтаş ocağında, galeri patlatma yönteminde giriş galerileri 1.23 m^2 dairesel kesitte sürülmektedir. Galer deliğinin eni ve yüksekliği 1.25 m uzunluğu ise 13 m olmaktadır. Galer deliği Fotoğraf 3’de görülmektedir. Sağ ve sol kol galerileri ise yaklaşık 4 m uzunluğunda açılmaktadır. ANFO için özel bir cep açılmamış, kol galerilerinin içine doldurulmuştur. Dolayısıyla odalar arasındaki mesafe de 6-8 m olmaktadır. Doldurulma yaparken 1 m^3 boşluğa ancak ve en çok 850 kg ANFO sığabileceğinden kullanılan 4 ton ANFO için yaklaşık 5 m^3 ’lük boş bir mekan gerekmiştir.

Yemleme miktarı, ANFO miktarının ağırlıkça %10’u kadar olması König (1960) tarafından tavsiye edilmesine rağmen Göлтаş uygulamasında %1.5 alınmaktadır. Bu da her bir odaya konan 2 ton ANFO miktarı için 30’ar kilo yemleme (jelatin dinamit) miktarına karşı gelmektedir. Böylece iki odaya taksim edilen toplam 4 ton ANFO için yemleme miktarı da 60 kg olmaktadır. Galer patlatma yöntemi için önerilen ölçülere Göлтаş galeri patlatmalarında uyulmamaktadır. König’e (1960) göre verimli bir galeri patlatmasında dilim kalınlığı, kademe yüksekliğinin $1/3$ ’ünden az $2/3$ ’ünden de fazla olmamalıdır. Galer giriş boyu şev yüksekliğine göre 15 m olması gerekirken bu mesafe 10-12 m yapılmakta, cepler arası uzaklıkta en az $0.8 \times 15 \text{ m} = 12 \text{ m}$ olması gerekirken 6-8 m alınmaktadır.



Fotoğraf 3. Galer patlatması için açılan delik.

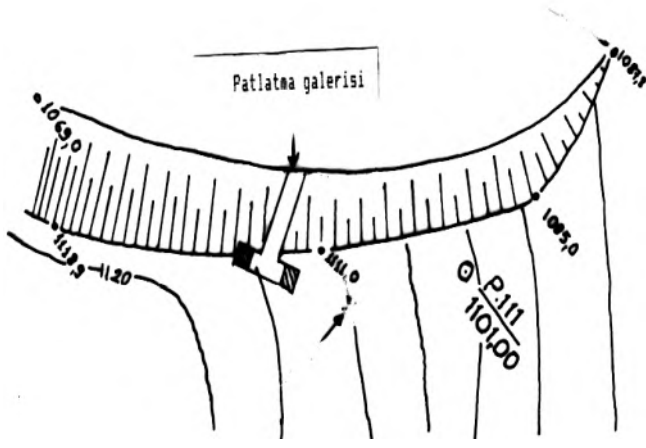
Örnek bir galeri patlatmasının yandan görünüşü Şekil 2’de görülmektedir.



Şekil 2. Tipik bir galeri patlatması.

2.1 Galer patlatmasında atım kütlesi hacmi ve kullanılan özgül şarj

Oluşacak olan atım kütlesinin hacmi 13528 m^3 (yerinde) hesaplanmıştır. Bu hacimdeki kaya kütlesi için galeri patlatmasında iki odaya konması gereken patlayıcı miktarı işletme yetkililerince 4 ton olarak tespit edilmiş ve uygulanmıştır. Galer patlatmasının planı Şekil 3’de görülmektedir.



Şekil 3. Sürülen galerinin planı.

Patlatmadan sonra meydana gelen kırılmış malzemenin hacmi ise 9100 m^3 (yerinde) olmuştur. Bu durumda özgül şarj ($4000 \text{ kg} / 9100 \text{ m}^3$) = 0.440 kg/m^3 olarak gerçekleşmiş bulunmaktadır. Oysaki bu ocakta galeri patlatması yerine, delikler delinerek basamak patlatması yapılması halinde, Kou ve Rustan (1992)'a göre arazideki kayacın özelliklerinden özgül şarjın 0.280 kg/m^3 olması gerektiği hesaplanmıştır. Görüldüğü gibi galeri patlatmasında gerekenden daha fazla patlayıcı madde tüketimi olmuştur.

Patlatmadan sonra oluşan atım kütesindeki malzeme miktarı ile patlatmadan önce teorik olarak hesaplanan değer arasında 4428 m^3 'lük bir fark oluşmuştur. Diğer bir deyişle fiiliyatta daha küçük bir yığın oluşmuştur. Patlatmadan sonraki atım kütesinin hacminin hesaplanmasında kabarmış yığının hacmi, yığın şeklinin geometrisinden bulunmuştur.

2.2 Atım kütesinin boyut dağılımı

Atım kütesinin parça boyut dağılımı, ortalama parça boyutu (K_{50}) = 0.4 m ile düzgünlük indisi $n=1.00$ 'den hesaplanmıştır. Bu iki parametrede yığının sayısal görüntüsünün, standart sayısal fotoğraflarla karşılaştırılması sonucunda belirlenmiştir. Yığının Rosin-Rammler dağılımına göre boyut fraksiyonları dağılımı Çizelge 1'de görülmektedir.

Parça boyut dağılımından, yığının %60'ının boyutunun 30 cm 'nin üzerinde olduğu ve yaklaşık %20'sinin boyutunun 1 m^3 den büyük olduğu belirlenmiştir. Boyut analizine dahil edilmeyen şevin üst kısımlarından kayarak gelen yaklaşık $5*5*5 \text{ m}$ boyutunda, 125 m^3 'lük bir kaç iri patarda göz önüne alındığında arzu edilen küçüklükte bir kırılmanın oluşmadığı görülmüştür.

Çizelge 1. Yığının, Rosin-Rammler dağılımına göre boyut dağılımları.

Parça Boyut Aralığı (cm)	Yüzde Miktarlar (n=1 için)
0-5	8.3
5-10	7.6
10-20	13.4
20-30	11.2
30-40	9.5
40-50	8.0
50-70	12.3
70-100	12.1
100-150	10.2
150-200	4.3
+200	3.1

3 BASAMAK PATLATMASI

En üst basamak oluşturulurken delinen delikler Fotoğraf 2' de görülmektedir.

3.1 Basamak patlatmalarında özgül şarjın hesaplanması

Kireçtaşı için değerler, $C_p = 2400 \text{ m/s}$, $\gamma = 2600 \text{ kg/m}^3$, $\nu = 0.3$ ile $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ alınarak, dinamik elastisite modülü $E_d = 11.12 \text{ GPa}$ hesaplanmıştır. Poisson oranı ile P dalga hızı sahadaki kireçtaşının yapısal durumu ve kaya sınıflamasından tahmin edilmiş değerlerdir. Patlatma mahallindeki kireçtaşının RMR değeri 77 olarak belirlenmiştir. Fotoğraf 4'de kireçtaşının tabakalanma düzlemleri ve eklem setleri görülmektedir.

Basamak patlatması için gerekli özgül şarj miktarı, Eşitlik (1)' den, $c = 0.280 \text{ kg/m}^3$ olarak hesaplanmıştır. Göltaş kireçtaşından alınan sağlam numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmış, tek eksenli basınç dayanımı $\sigma_b = 70 \text{ MPa}$, çekme dayanımı $\sigma_c = 6 \text{ MPa}$ bulunmuştur. Dolayısıyla Eşitlik 1' de özgül şarj hesaplamasında; $\sigma_b = 70 \text{ MPa}$, $\eta = 0.2$, $Q_{er} = 3900 \text{ kJ/kg}$ (ANFO için) değerleri kullanılmıştır. Kou and Rustan (1992)' enerji dönüşüm randımanı olan η 'nin değerinin 0.2 olması gerektiğini, iyi bir parçalanmada toplam enerjinin %20 sinin gerçek parçalanma için kullanıldığı varsayımına dayanarak ileri sürmüşlerdir.



Fotoğraf 4. Şev aynasındaki kireçtaşı.



Fotoğraf 6. Basamak patlatmasında oluşan yığının üst kısmı

Çizelge 2. Yığının Rosin-Rammler dağılımına göre boyut fraksiyonlarının yüzde dağılımları.

Parça Boyut Aralığı (cm)	Yüzde Miktarlar (n=0.75 için)
0-10	18.7
10-30	18.9
30-50	12.4
50-70	9.0
70-100	9.8
100-150	10.6
150-200	6.5
+200	14.1

Yerinde kayacın basınç dayanım değeri olarak, sağlam kaya için, laboratuarda tayin edilen dayanım değeri esas alınmıştır. Patlatma neticesi kayacın sadece tabaka ve süreksizlik düzlemleri boyunca gevşetilmesi değil, süreksizlikler arasındaki sağlam kayacın da kırılması hedeflendiğinden, bunun daha uygun olacağı düşünülmüştür.

3.2 Basamak patlatması sonucunun değerlendirilmesi

Basamak patlatmasında oluşan yığın Fotoğraf 5 ve 6’da görülmektedir.

Atım kütlelerinin parça boyut dağılımı, ortalama parça boyutu (K_{50})=0.5 m ile düzgünlük indisi $n=0.75$, standart sayısal fotoğraflarla karşılaştırılarak bulunmuştur. Yığının Rosin-Rammler dağılımına göre boyut fraksiyonları Çizelge 2’de görülmektedir.

Parça boyut dağılımından, yığının %62.4’ünün boyutunun 30 cm’ nin üzerinde olduğu ve yaklaşık %31’inin boyutunun 1 m³ den büyük olduğu belirlenmiştir.



Fotoğraf 5. Basamak patlatmasında yığın.

Basamak patlatmasında galeri patlatmasına göre daha fazla patar oluşmuştur. Bunun nedenleri ise aşağıda belirtilmiştir.

- Önceden yapılmış galeri patlatmalarının da etkisiyle yüzeyde çok kırıklı bir yapı vardır. Bundan dolayı homojen olmayan bir yığın oluşmuştur. Düzgünlük katsayısı düşüktür. Ancak bu önceden tahrip edilmiş, çatlatılarak örselenmiş bölgeler geçildiğinde basamak patlatması ile daha iyi sonuçlar alınabileceği beklenmektedir.
- 19 m olarak delinen deliklerin 7m’ lik üst kısmı sıkılama ile doldurulmuştur. Çatlaklı yapıda kuru ve gevşek bir sıkılamanın pek faydası olmamıştır. Sıkılama boyunun, 7 m. değil en çok dilim kalınlığı kadar (~3.5 m.) alınması halinde iyileşme beklenmelidir.
- Dilim kalınlığı olarak seçilen 3.5 m fazladır. Örselenmiş bölgeler geçilinceye kadar 3 m. alınıp daraltılmalıdır. Çünkü kireçtaşının mukavemeti yüksektir (70 MPa). Bu yüksek değerden dolayı daha ince malzeme üretmek için halen 115 mm olan delik çapı korunarak dilim kalınlığı da küçültülebilecektir.
- Delik boyları basamak yüksekliğine göre kısa kalmıştır. Buda şevin patlama anında yıkılmasına neden olmuştur. Böyle bir yıkılmada da kaya kütlesi çatlaklarından

ayrılarak devrilmiş büyük patarların oluşmasına neden olmuştur. Ayrıca basamak yüksekliği çok fazladır. En az iki basamak oluşturularak patlatma yapılmalıdır.

4 BİLGİSAYAR DESTEKLİ SAYISAL FOTOĞRAF YÖNTEMİ

Atım kütlelerinin değerlendirilmesinde daha pratik ve kısa sürede sonuç veren standart fotoğrafların çekimi için laboratuvar da her biri yedi adet yapma yığın oluşturulmuştur. Sonra bu yığınların bir sayısal fotoğraf makinası kullanılarak görüntüleri alınmıştır. Alınan görüntüler bilgisayara aktarılmış ve fotoğraf kağıdına basılmıştır. Böylece her bir düzgünlük (n) değeri için farklı ölçekte 3 adet olmak üzere toplam 21 adet standart fotoğraf elde edilmiştir. Bu fotoğraflar Göltaş kireçtaşı ocağındaki patlatma sonrası boyut dağılımının belirlenmesinde kullanılmıştır.

5 SONUÇ

Galeri patlatması sonucunda oluşan, ortalama parça boyutu (K_{50})=0.4 m' dir. Galer i patlatmalarında homojen, verimli bir kırmanın gerçekleşmemesi, patlayıcı maddenin yalnız ceplere teksif edilmesi, delik düzeninde olduğu gibi kaya kütlesi içine daha homojen dağıtılmaması ile izah edilebilir. Galer i patlatmasında, 0.440 kg/m³ patlayıcı kullanılmasına rağmen, patlatma enerjisinden tam olarak istifade edilmemiştir. Bu metodun diğer bir sakıncası da şiddetli yer sarsıntılarına sebep olmasıdır.

Basamak patlatması için özgül şarj miktarı 0.280 kg/m³ olarak hesaplanmasına rağmen gerçekte 3.5 m*3.5 m delik düzeni kullanıldığı için 0.481 kg/m³ olmuştur. 19 m uzunluğundaki deliklerde 106 kg patlayıcı kullanılmıştır. Bir deliğ in kırdığı atım

kütlesi 220.5 m³ (3.5 m*3.5 m*18 m) olduğu için özgül şarj 0.481 kg/m³ uygulanmıştır. Dolayısıyla patlayıcı miktarı teorik olarak hesaplanan değerden 1.7 misli fazla kullanılmıştır.

Basamak patlatmasında ortalama parça boyutu iri, (0.5 m) gerçekleşmiş ve homojen bir kırılma olmamıştır. Daha homojen ve ince malzeme üretmek için aşağıdaki önlemler alınabilir.

- Delik düzeninde daha sık aralıklarla delikler delinebilir.
- 3.5 m aralıklarla delinen deliklerin arasına daha küçük çapta kısa delikler delinerek 7 m'lik sıkılama bölgesinde oluşan patarlar önlenabilir.
- 25 m'den yüksek şevlerde ilave basamaklarla kademe yüksekliği kısaltılmalıdır. Böylece delik boyları da kısalmış olur.

6 KAYNAKLAR

- Aswegen, H.V. and Cunningham, C.V.B., 1986. The Estimation of Fragmentation in Blast Muckpiles by Means of Standard Photographs. J.S.AF.IMM, Vol.86, No.12. Rep of South Africa, pp. 469-474.
- Berkman, A.F., 1970. Şantiye Tekniği. Gümüşsuyu, İstanbul: Teknik Üniversite Matbaası.
- Konig, R., 1960. Blasting Operation in Quarries and Open Pits. Dinamit Nobel. Aktien Gesellschaft 521 Troisdorf, Germany.
- Kou, S.Q., and Rustan, A., 1992."Burden related to blast hole diameter in rock blasting", Int.J.Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. 29, pp.543-553
- Özkahraman, H.T., 1994. Critical Evaluation of Blast Design Parameters for Discontinuous Rocks by Slab Blasting. Orta Doğu Tek. Üniversitesi, Doktora tezi, Ankara.
- Özkahraman, H.T. ve Şirin M., 1996. Kireçtaşı Ocağında Yapılan Galer i Patlatma Tekniğinin Etüdü. S.D.Ü., IX Mühendislik Sempozyumu, S.D.Ü. Müh. Mim. Fak., Maden Mühendisliği Sektöyü, Sayfa 11-18, Isparta.

Kaya Mekaniği Uygulamaları-Yeraltı Madenciliği
Rock Mechanics Applications-Underground Mining

Çevre kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin derin yeraltı açıklıklarının sismik duraylılığına etkisi

Effect of mechanical properties of the surrounding rock mass on the seismic stability of deep underground openings

M. Geniş & H. Gerçek

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

ÖZET: Bu bildiride; dinamik yüklerin, birincil gerilme alanının, ortamın dayanımı ve deformasyon modülünün, derin ve masif kaya kütlelerinde açılan yeraltı açıklıkları çevresinde oluşan yenilme bölgesinin geometrisine olan etkisi araştırılmıştır. İki boyutlu bir yeraltı açıklığının statik koşullardaki elasto-plastik gerilme çözümlemesi yapıldıktan sonra, dinamik yüklemeler uygulanmıştır. Statik ve dinamik çözümlemelerde, FLAC^{2D} bilgisayar programı kullanılmıştır. Deprem mühendisliğinde, depremlerin şiddetini ve oluşan hasarın değişimi incelenirken kullanılabilen en büyük arazi ivmesi değeri bir girdi değiştirgesi olarak seçilmiştir. Duraysızlıkların karşılaştırılmasında, açıklık çevresindeki yenilme bölgesinin bağlı büyüklüğünü belirleyen bir indeks kullanılmıştır.

ABSTRACT: In this paper, the effect of dynamic loads, in-situ stress field, strength and deformation modulus of rock mass on the geometry of the failure zone occurring around underground openings, excavated in deep and massive rock masses, has been investigated. Following an elasto-plastic stress analysis of a two-dimensional underground opening under static conditions, dynamic loads have been applied. In the static and dynamic analyses, FLAC^{2D} computer program has been utilized. Maximum ground acceleration value, which is used in earthquake engineering and also can be employed for investigating earthquake intensity and damage, is selected as an input parameter. An index determining the relative size of the yield zone around the opening has been used for comparison of instabilities.

1 GİRİŞ

Yeraltı açıklıkları, işlevleriyle uyumlu bir duraylılığı kendilerinden beklenen hizmet süreleri boyunca gösterebilmelidir. Bu bağlamda, sismik aktivitenin yüksek olduğu bazı bölgelerde (örneğin; ülkemizde), açıklıkların statik yükler altında gösterecekleri davranış yanında, dinamik yükler altında gösterecekleri duraylılık performansı da önem taşımaktadır. Açıklığın oluşturulduğu ortamda daha sonraları oluşabilecek bir dinamik etkinin (örneğin; deprem gibi), açıklıkta oluşturacağı ilave etkilerin önceden belirlenmesi gerekebilir. Eğer açıklık çevresinde aşırı gerilmelerin oluşması kaçınılmazsa, bu potansiyel yenilme bölgesinin geometrisi (büyüklük ve şekli) hem statik hem de dinamik yükler altında belirlenmelidir.

Bildiride, bazı dinamik değiştirgelerin (parametrelerinin), kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin ve birincil gerilme alanının yeraltı açıklığının duraylılığını ne yönde etkiledikleri

araştırılmıştır. İlk olarak, yeraltı açıklıklarında depremden kaynaklanan hasarlara ilişkin örnekler sunulmuştur. Sonra, derin yeraltı açıklıklarında deprem ile oluşan hasara ilişkin elasto-plastik davranış gösteren bir kaya kütlesi içinde oluşturulan iki boyutlu bir yeraltı açıklığının statik ve dinamik çözümlemeleri sunulmuş ve bulgular tartışılmıştır.

2 YERALTI YAPILARINDA OLUŞAN SİSMİK HASAR TÜRLERİ VE GÖZLEMLERİ

Stevens (1977), Owen & Scholl (1981); yeraltı açıklıklarında görülen sismik yüklemelerin değerlendirmesinde faylanma, arazi yenilmesi ve sarsıntı olarak üç hasar şekli tanımlamışlardır (Brady & Brown 1993).

Faylanma, ana kayacın doğrudan kesme birim şekil değiştirmesi sonucu oluşur ve genelde, göreceli olarak dar ve sismik açıdan etkin fay bölgeleriyle sınırlıdır. Birkaç santimetreden başlayıp, metrelerce değere ulaşan ana yer değiştirmeleri sınırlamak için

bir yeraltı yapısı tasarımı yapmak pratik değildir. Duyarlı bölgelerden kaçınmak veya yer değiştirmeleri kabul etmek; hasarı sınırlı tutmak ve tamir yapmayı sağlamak daha uygundur (Adhya 1989, Erlingsson 1997). Derin yeraltı açıklıklarında en büyük hasar ana kayacın faylanması sonucu oluşmaktadır.

Arazi yenilmesinin neden olduğu hasar; kaya veya zemin kaymaları, zeminlerde sıvılaşma, zemin çökmesi ve arazi hareketlerinin diğer etkileri ile ilintilidir. Bu tür hasarlar, tünellerin giriş-çıkış ağzlarının çevresinde oluşmaktadır (Adhya 1989).

Tahkimatlı tüneller için sarsıntının neden olduğu hasar, küçük parça şeklinde kopmaları (kavlak düşmesi), kaplamanın çatlamasını veya yenilmesini içerebilir. Sarsıntı, tüneli çevreleyen zemin veya kaya kütlelerinin dayanımını azaltabilir ve tünelin tahkimat sistemi sarsıntıyı takiben ilave yüklere karşı koymak zorunda kalabilir. Bu tür bir titreşimli hareket; tahkimatsız tüneller için blok hareketlerine, küçük parça kopmasına, kaya düşmesine veya eklemlerin açılmasına neden olabilir (Adhya 1989).

Bir yeraltı yapısının sarsıntıya tepkisi; açıklık şeklinden, açıklığın derinliğinden, açıklık çevresindeki zemin veya kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinden ve arazi hareketinin büyüklüğünden etkilenmektedir (Adhya 1989).

Dowding & Rozen (1978), Okamoto (1973), Lee (1987), Sharma & Judd (1991), Krinitzsky et al. (1993), Wang et al. (2001) deprem nedeniyle oluşan hasarın, en büyük arazi ivmesi, en büyük parçacık hızı, açıklığın oluşturulduğu derinlik, deprem büyüklüğü, dış merkez uzaklığı vb. değişirgelerle nasıl değiştiğini ve deprem sonrası oluşan hasarın türlerini ortaya koyan çalışmalar yapmıştır.

Dowding & Rozen (1978), yeraltı kazılarının depremden kaynaklanan hasarlarını sınıflamak için bir yaklaşım geliştirmiştir. Bu araştırmacılar, rapor edilen hasar ile en büyük arazi ivmesi ve en yüksek parçacık hızı arasındaki ilişkiyi incelemiştir. Bulgulara göre; en büyük arazi ivmesi yaklaşık 0.2 g'den daha az ise hasar oluşmaması beklenmelidir (g: yerçekimi ivmesi); ayrıca, 0.2 g ile 0.4 g arasında yalnızca çok az hasar oluşacağı deneyimlerden gözlenmiştir (John & Zahrah 1987).

Açıklığın oluşturulduğu derinlik ile oluşan hasar arasında belirgin bir ilişki bulunmaktadır. Yüzeyden derinlere doğru genellikle oluşan hasar azalmaktadır (Jing-Ming 1985, Sharma & Judd 1991).

Depremlerde büyük hasar oluşan yeraltı yapılarına ilişkin örnek azdır. Hindistan'daki Koyna yeraltı hidroelektrik santrali, büyük ölçekli bir depremden hafif hasar görmüştür. Bu tesis, bazalt içinde yaklaşık 150 m derinde oluşturulmuştur. Santral, kontrol vana odası (6 x 174 m), türbin odası

(16 x 193 m), jeneratör odası (13 x 200 m), transformatör odası (16 x 193 m), bağlantı tünelleri, dönüş tüneli (2212 m) ve yardımcı açıklıklardan oluşmaktadır. Açıklıktan birkaç km uzaklıkta ve 7.0 büyüklüğünde bir deprem, açıklıkta hafif hasar oluşturmuştur (Okamoto 1973).

Depremlerin yeraltı açıklıklarında yüzey yapılarına göre daha az hasar verdiğine ilişkin bir örnek Jing-Ming (1980) tarafından verilmiştir. 1976 yılında Çin'in Tangshan ilinde 7.8 büyüklüğünde bir deprem meydana gelmiştir (Krinitzsky et al. 1993). Yaklaşık 242 bin kişinin öldüğü deprem, 20. yüzyılın en yıkıcı depremlerinden biri olmuştur. Depremin dış merkezi büyük kömür madenlerinin bulunduğu bölgenin güney kısmında olmuştur (Lee 1987). Yeraltı açıklıkları yaklaşık 800 m derinlikte bulunmaktadır. Madende, depremden kaynaklanan 1.2 m yatay ve 0.5 m düşey yönde atımlı faylar oluşmuştur. Kaplamalarda hasarlar meydana gelmiş ve deprem yeraltında hissedilmiştir (Krinitzsky et al. 1993). Deprem sırasında madende çalışan 10 bin işçinin çok büyük bölümü yeraltından sağlıklı bir biçimde yerüstüne ulaşmıştır. Bu durum, derin yeraltı açıklıklarının yerüstü yapılarına göre daha güvenli olduğuna ilişkin bir örnektir (Arıoğlu & Yılmaz 2000).

Sharma & Judd (1991) depremlerin yeraltı yapılarında oluşturdukları hasarlara ilişkin çalışma yapmıştır. Çalışma 85 adet depremin yeraltında oluşturduğu etkileri içeren 192 rapordan faydalanılarak hazırlanmıştır. Genelde, 50 m'den daha derinlerde az sayıda önemli derecede hasar oluşmuş ve 300 m'den daha derinlerde ağır hasar oluşmamıştır. Örneğin; 50 m'den daha az derinlikte oluşan hasar, aynı grup içindeki bütün durumların % 58'ini oluşturmaktadır. Veri tabanında, hasarlı 94 rapora dayalı olarak, 50 m'den daha az derinliklerde yeralan hasarlı yeraltı açıklıkları toplam hasarlı yeraltı açıklıklarının % 35'ini oluşturmaktadır (Sharma & Judd 1991).

Genel olarak en büyük arazi ivme değerleri arttıkça oluşan hasar artmaktadır. 0.15 g'den daha az ivme değerleri için, bu aralıktaki 80 durumdan 20'sinde hasar gözlenmiştir. Yüzeydeki tahmini arazi ivmesinin 0.15 g'den daha fazla değerlerinde, hasarlı yeraltı açıklıkları, toplam hasarlı yeraltı açıklıklarının % 79'nu oluşturmaktadır. Bu ivme değeri seviyesinin üstündeki her ivme aralığında hasarlı durumlar % 50'den daha fazladır. Görünür eşik ivme değeri 0.15 g, Dowding & Rozen (1978) tarafından önerilen 0.20 g değeri ile uyumludur (Sharma & Judd 1991).

Tayvan'da 1999'da 7.3 büyüklüğünde Chi-Chi depremi meydana gelmiştir. Bir çok yeraltı açıklığı bu depremden hasar görmüştür. Bu hasarlar başlıca;

çatlama, beton kaplamanın dökülmesi ve çelik tahkimatlarda şekil değiştirme şeklinde oluşmuştur. Wang et al. (2001), bu hasarları etkileyen unsurların belirlenmesinde 57 adet tüneli incelemişlerdir. Her tünel için hasar türleri ve derecesi, değerlendirilmiştir. Huang et al. (1999) tarafından önerilen, deprem sonrası tünellerin işlevlerini yerine getirebilmesine göre tünel hasarı derecesi sınıflaması Çizelge 1’de verilmiştir. İncelenen 57 adet tünelden 8’i hasarsız olmasına rağmen 49’u hasar görmüştür (Çizelge 2).

Ülkemizde meydana gelen 7.1 büyüklüğündeki Kasım 1999 Düzce depremi ile Bolu tünelleri hasar görmüştür. Bolu’da en büyük yatay ivme 0.82 g gibi yüksek bir değerde oluşmuştur. Merkezleri arasında 30-60 m mesafe olan ve 11.5 x 16 m kazı boyutlarına sahip kemer tavanlı tünellerin, yaklaşık 3.2 km uzunluğunda açılması planlanmıştır. Açılan kısımlarda en yüksek örtü kalınlığı 170 m’dir. Tünel güzergahından, Kuzey Anadolu fay sistemiyle ilgili tali faylar geçmektedir. Bu deprem, Elmalık girişinden itibaren 300 m uzaklıkta göçüklere neden olmuştur. Bu göçükler iç (son) kaplamanın tamamlanmadığı bölümde oluşmuştur. Tünel geçkisi üzerinde, yeryüzünde bir göçme konisi ve oturmalar belirlenmiştir. Deprem öncesinde, tam kesitte olmak üzere yaklaşık 700 m açılan tünellerin, tünel girişinden itibaren 250 m’lik kısımlarında iç kaplamanın (B30 betonu kalitesinde ve genellikle 60 cm kalınlıkta) tamamlandığı rapor edilmektedir. Bu bölümlerde, kaplamalarda hasar görülmemekle birlikte, tünelin taban betonunda tünel eksenine boyunca çatlaklar oluşmuştur (Bakır & Yılmaz 2000). Çizelge 1. Acil araştırma aşaması için tünel hasarı sınıflaması (Huang et al. 1999, Wang et al.’dan 2001).

Hasar seviyesi	Hasar tanımlaması
Hasarsız	Görsel olarak hasar yok
Hafif hasarlı	Görsel olarak az hasar (çatlak genişliği < 3 mm, çatlak boyu < 5 m).
Orta hasarlı	Dökülme, beton kaplamada çatlama (çatlak genişliği > 3 mm, çatlak boyu > 5 m), zorlanmış tahkimat, parçasal eklemlerde yer değiştirme, su sızıntısı
Aşırı hasarlı	Açıklıkta şev yenilmeleri, ana tünel yapısında çökme, yolda kabarma veya farklı hareketler, su basması, uzun tünellerde havalandırma ve ısıtılma sistemlerinde hasar, trafiğin tamamen kapanması

Çizelge 2. Chi-Chi depremi sonucu tünellerde oluşan hasarın dağılımı (Wang et al. 2000, 2001).

Hasar yeri	Değerlendirilen tünel sayısı	Hasar seviyesi	Hasarlı tünel sayısı
Fayda oluşan yer değiştirme	1	Hafif Orta Aşırı	- - 1
Açıklık yan duvarı veya tavan	50	Hafif Orta Aşırı	21 11 13
Açıklık tabanı	6	Hafif Orta Aşırı	2 - 1

Buraya kadar olan bölümlerde depremlerin yeraltı açıklıklarında oluşturduğu hasara ilişkin gözlemlere dayalı bilgiler sunulmuştur. Daha sonraki bölümlerde, etkiyen dinamik yüklemenin derin yeraltı açıklıklarında oluşturacağı etkiler, sayısal çözümleme yöntemleri kullanılarak incelenmiştir.

3 DİNAMİK ÇÖZÜMLEMELER

Bu çalışmada, yeraltı açıklıklarının elasto-plastik çözümlemelerinde FLAC^{2D} programı kullanılmıştır. Tüm statik ve dinamik çözümlemeler iki boyutlu, düzlem birim şekil değiştirme durumunda yapılmıştır (Itasca 1995).

3.1 Açıklık geometrisi

Çözümlemelerde, daire ve genişlik/yükseklik oranı W/H=1 olan kemer tavanlı bir açıklık geometrisi seçilmiştir. Bunun nedeni; genişliği yüksekliğine yakın olan yeraltı açıklıklarının, birincil gerilmelerden ve açıklığın kesit şeklinden hemen hemen bağımsız olarak, duraylılık açısından en olumlu sonucu vermesidir (Geniş & Gerçek 2000). Sonlu farklar ağının açıklık geometrisine uygun bir şekilde oluşturulmasında da Gerçek (1997) tarafından geliştirilen bir bağıntı kullanılmıştır.

3.2 Birincil gerilme alanı

Çalışmada, hidrostatik birincil gerilme alanı ve yönler göre değişen (anizotropik) bir birincil gerilme alanı göz önünde bulundurulmuştur. Hidrostatik birincil gerilme $P_0 = 20$ MPa seçilmiştir. Yönler göre değişen birincil gerilme alanında, düşey birincil gerilme, çoğu bölgelerde ölçüldüğü gibi, yatay birincil gerilmelerden küçük seçilmiştir. Yatay birincil gerilmelerin asal bileşenleri de birbirinden farklı seçilerek, bunlardan birinin açıklığın uzun eksenine paralel olduğu varsayılmıştır. Bu varsayım, düzlem birim şekil değiştirme çözümlemesine izin vermektedir.

Buna göre, birincil gerilmelerin asal bileşenleri şu şekilde alınmıştır:

- en küçük birincil gerilme, $P_3 = 10$ MPa;
- ortanca birincil gerilme, $P_2 = 20$ MPa ve
- en büyük birincil gerilme, $P_1 = 30$ MPa.

3.3 Kaya kütlesinin özellikleri ve dayanımı

Açıklığı çevreleyen kaya kütlesinin, elasto-plastik olarak davrandığı ve dayanımının Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü ile tanımlandığı varsayılmıştır. Kaya kütlesinin Poisson oranı $\nu = 0.25$ alınmıştır; ayrıca, birim hacim ağırlığı da 25 kN/m^3 olarak seçilmiştir. Hoek-Brown görgül yenilme ölçütü,

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} (m_b \sigma_3' / \sigma_{ci} + s)^a \quad (1)$$

bağıntısıyla verilmektedir. Burada; σ_1' ve σ_3' , yenilme anındaki (sırasıyla) en büyük ve en küçük asal etkin gerilmeler ve σ_{ci} de sağlam örneklerin (kaya malzemesinin) tek eksenli basınç dayanımıdır. Ayrıca; m_b , s ve a ise Hoek-Brown dayanım değiştirgeleridir ve bunların değerleri kaya kütlesinin niteliğine bağlı olarak, Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI) yardımıyla ve görgül bağıntılarla hesaplanabilmektedir (Hoek & Brown 1997). Sayısal çözümlemelerde; $\sigma_{ci} = 75$ MPa, $a = 0.5$ değerleri kullanılmıştır. Elasto-plastik çözümlemelerde, dilatasyon değiştirgesinin sıfır olduğu varsayılmıştır.

3.4 Sınır koşulları ve dinamik yükleme

Açıklığın oluşturulduğu modelin sınır koşulu olarak yeraltı açıklıklarının dinamik çözümlemesinde kullanılabilecek, modelde dışa doğru yayılan dalgaların modelin içine yansımaya engel olan ve gerekli enerji yayılımına izin veren “viskoz sınır koşulu” seçilmiştir. Bu sınır koşulu model içine yayılan dalgaların model sınırından geri dönmesini (yansımaları) en aza indirmektedir.

Deprem mühendisliğinde, arazinin en büyük ivme değeri önemli bir girdi değiştirgesidir. Bu çalışmadaki dinamik yüklemelerde; artan-azalan genlikli sinüs işlevi şeklindeki bir arazi ivme değişimi, oluşturulan modelin tabanına uygulanmıştır. Bu dalga şekli aşağıda verilen eşitlik ile elde edilmektedir (Itasca 1995).

$$a = \sqrt{\beta e^{-\alpha t} t^\gamma} \sin(2 \pi f t) \quad (2)$$

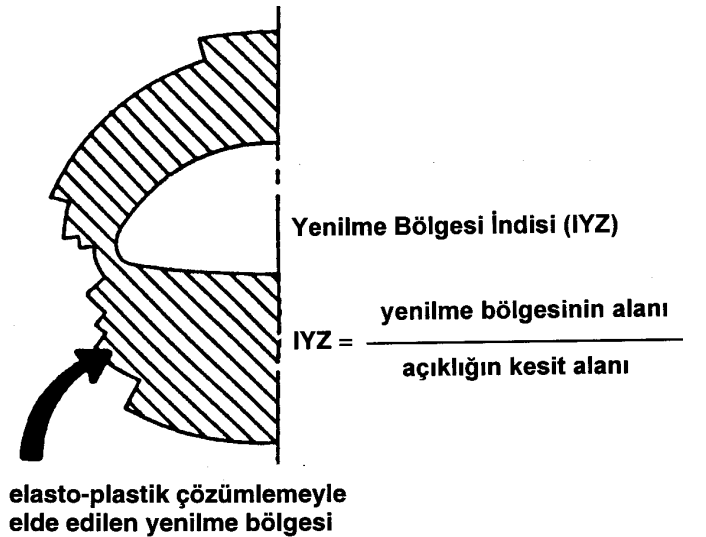
Burada; a , arazi ivmesi; f , dalga frekansı; t , zaman; α , β ve γ ise dalga şeklini etkileyen değiştirgelerdir. Dalga modelin tabanına uygulanmaktadır. Bu dalga düşey yönde ilerlerken arazide yatay yönde titreşime neden olmaktadır (kesme dalgası). Modelde aşağıdan yukarıya doğru doğru yayılırken dalganın genliği azalmaktadır. Açıklık tabanında oluşan ivmenin en büyük genliği duraylılığın değerlendirilmesinde bir değiştirge olarak alınmıştır.

Dalganın model içinde doğru yayılabilmesi için; en büyük sonlu farklar ağı boyutunun 8-10 katı kadarlık bir dalga boyu ile hesaplanacak frekansın (örneğin; $f = C_s / \lambda = 0.1 C_s / \Delta \ell$; λ = dalga boyu, $\Delta \ell$ = ağ boyutu ve C_s = kesme dalga hızı), girdi dalgasının frekansından büyük olması gerektiği belirtilmektedir.

Modelde dinamik girdinin uygulandığı sınır hem x-doğrultusunda (yatay) hem de y-doğrultusunda (düşey) otomatik olarak sabitlenmektedir. Bu, modelin dönmesini (rijit cisim hareketini) engellemektedir.

3.5 Duraylılığın karşılaştırılması

Hem statik hem de dinamik yüklemeler sonucunda açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgelerinin büyüklüklerini karşılaştırmada, bu amaçla geliştirilmiş basit bir indis kullanılmıştır. Yeraltı açıklığı



Şekil 1. Yenilme bölgesi indisinin tanımlanması (Gerçek & Geniş 1999).

çevresindeki yenilme bölgesi alanının açıklığın kesit alanına oranı “yenilme bölgesi indisi” (IYZ) (index of yield zone) olarak tanımlanmıştır (Şek. 1) (Gerçek & Geniş 1999).

4 DİNAMİK ÇÖZÜMLEME SONUÇLARI

Çalışmada, önce bir statik çözümleme yapılmış ve açıklık çevresindeki yenilme bölgesi belirlenerek, $(IYZ)_{statik}$ hesaplanmıştır. Daha sonra, çeşitli girdi değıştirmeleri kullanılarak dinamik çözümlemeler yapılmış ve her bir durum için ayrı ayrı $(IYZ)_{dyn}$ değeri hesaplanmıştır. Sonra, statik ve dinamik çözümlemelerden elde edilen IYZ değeri karşılaştırılmıştır.

4.1 En büyük arazi ivmesinin ve birincil gerilme alanının etkisi

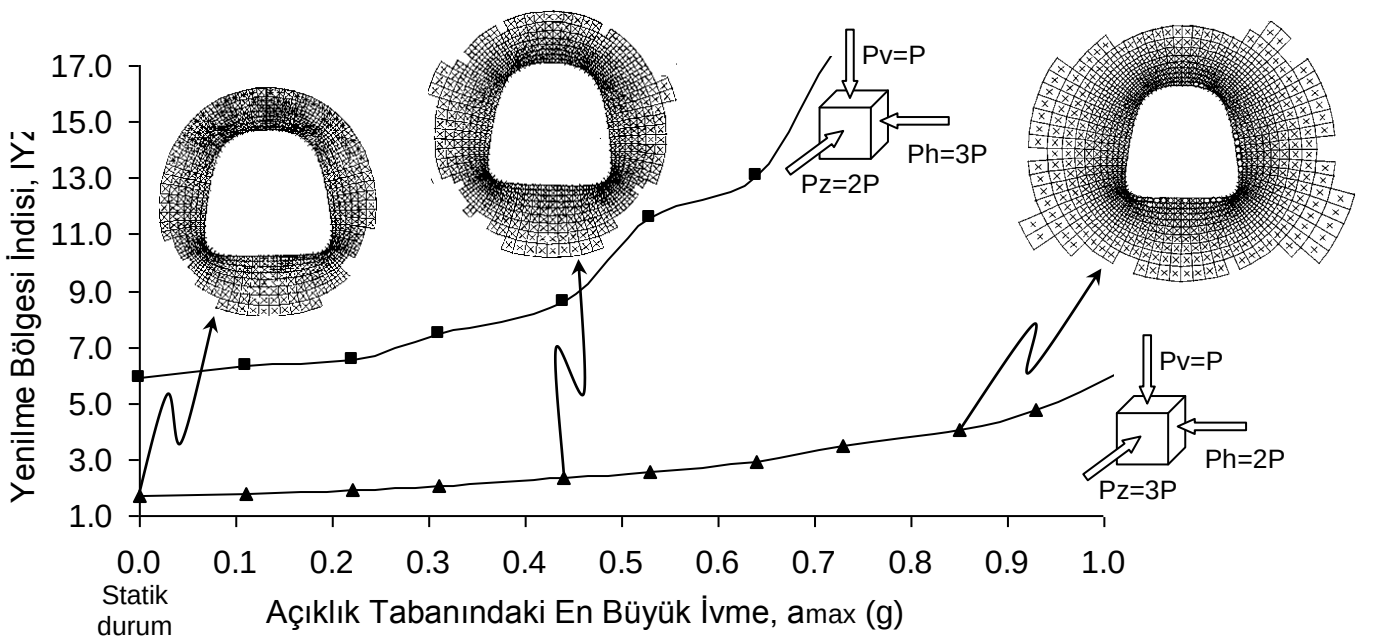
Önce, en büyük arazi ivmesinin değışiminin yeraltı açıklığının duraylılığını ne şekilde değıştirdiği incelenmiştir. Anizotropik birincil gerilme alanındaki $W/H = 1$ olan kemer tavanlı açıklık göz önünde bulundurulmuştur. Açıklığı çevreleyen kaya kütesinin dayanım değıştirmeleri $m_i = 10$, $GSI = 60$ ($m_b = 0.24$, $s = 0.0117$); kırılmış kaya kütesine ait değeri olarak da $m_r = 1$ ve $s_r = 0.005$ alınmış ve deformasyon modülü 10 GPa olarak seçilmiştir. Ortamdaki P dalgası yayılma hızı $C_p = 2190$ m/s ve S dalgası yayılma hızı $C_s = 1265$ m/s olarak bulunmuştur. Dalganın frekansı ($f = 2$ Hz) aynı kalmak koşuluyla en büyük ivme değeri değıştirilmiştir. Tüm durumlarda, beklendiği gibi en büyük ivme değeri artışı ile açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi ve IYZ değeri artmıştır.

Anizotropik birincil gerilme alanında; düşey birincil gerilmenin en küçük asal gerilme ($P_v = P_3$) olduğu durumlarda, eksenel birincil gerilmenin

yatay birincil gerilmeden büyük ($P_z > P_h$) olması duraylılık açısından daha olumlu bir görüntü vermektedir. Bu durum, dünyanın çeşitli yörelerinde yapılan gözlemlerle rapor edilmiş ve statik çözümlemelerle de doğrulanmıştır (Gerçek & Geniş 1999). Statik durumda elde edilen bu bulgu, açıklığa etkiyen dinamik yüklemelerden sonra değışmemiştir (Şek. 2). Eksenel birincil gerilmenin yatay birincil gerilmeden küçük olduğu durumda (duraylılık açısından olumsuz konumlandırma), açıklık tabanında oluşan en büyük ivme, $a_{max} > 0.4$ g değeriinde, statik duruma kıyasla yenilme bölgesi geometrisindeki değışim ve IYZ değeriindeki artış ön plana çıkmaktadır (Şek. 2).

4.2 Kaya kütesi özellikleri ve deformasyon modülünün etkisi

Kaya kütesinin dayanımı ile ilgili değıştirmelerinden biri olan GSI'nin farklı değeriinde, açıklık tabanında oluşan en büyük ivme ile IYZ değeriinin değışimi incelenmiştir. Yine, anizotropik birincil gerilme alanında oluşturulan, $W/H = 1$ olan kemer tavanlı açıklık göz önünde bulundurulmuştur. Bilindiği gibi, statik çözümlemelerde düşük GSI değeriinde, açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi daha geniş ve IYZ daha yüksek elde edilmektedir (Şek. 3). Daha düşük GSI değeriine sahip ortamda açılan açıklıkta, etkiyen dinamik yüklemelerden sonra oluşan $(IYZ)_{dyn}$ değeri daha yüksek olmaktadır. İvmenin artmasıyla, IYZ değeriindeki artış düşük GSI değeriinde daha fazla olmaktadır.



Şekil 2. Anizotropik birincil gerilme alanında oluşturulan $W/H=1$ olan kemer tavanlı açıklığın , açıklık tabanındaki en büyük ivme ile IYZ değeriinin değışimi.

Örneğin; GSI = 50 olan kaya kütlesi içinde açılan açıklık tabanında oluşan en büyük ivmenin 0.2 g'den büyük değerlerinde IYZ'deki artış çok hızlı olmaktadır. Açıklık tabanında oluşan en büyük ivmenin 0,64 g olduğu durumda oluşan IYZ değeri statik duruma göre % 109 artmasına rağmen, aynı ivme değerinde GSI = 80 olan ortamda IYZ değerindeki bu artış ancak % 22 olmaktadır.

Buraya kadar, yalnızca GSI değerlerindeki değişimin etkisi incelenmiştir. Ayrıca, kaya kütlesinin deformasyon modülünün GSI ile birlikte değişimi farklı dinamik yükleme koşullarında incelenmiştir. Farklı GSI değerleri için kaya kütlesinin deformasyon modülünün bulunmasında Hoek & Brown (1997) tarafından önerilen aşağıdaki görgül eşitlik kullanılmıştır:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{[(GSI-10)/40]} \quad \sigma_{ci} < 100 \text{ MPa} \quad (2)$$

Burada; E_m 'nin birimi GPa ve σ_{ci} 'nin de MPa'dır. Bu eşitliğe göre, kaya kütlesinin GSI değeri arttıkça, kaya kütlesine ait deformasyon modülünde artmaktadır. Çözümlemelerde, GSI = 30-80 arasında değişen kaya kütlesi incelenmiştir. Hidrostatik birincil gerilme alanında oluşturulan dairesel kesitli açıklığın yer aldığı modele alttan yükleme uygulanmıştır. Çözümlemede kullanılan Hoek-Brown dayanım değiştiricileri ve kaya kütlesinin deformasyon modülü değerleri Çizelge 3'te sunulmuştur.

Çizelge 3. Çözümlemede kullanılan kaya kütlesi dayanım ve deformasyon modülü değerleri.

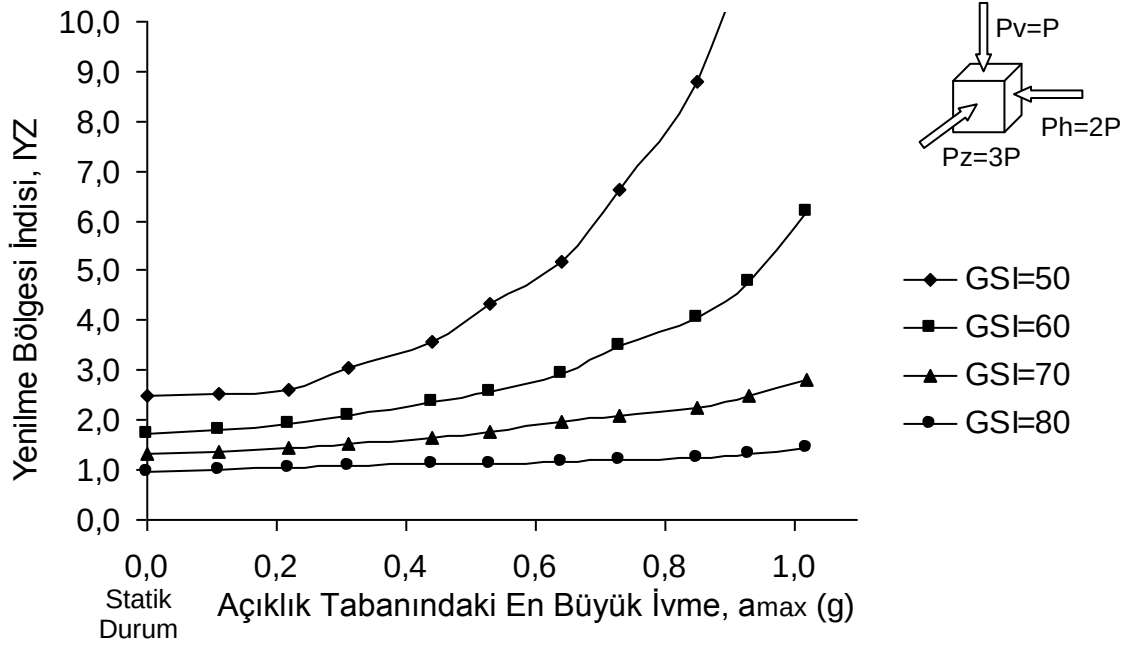
GSI	E_m (GPa)	m_b	s	m_r (*)	s_r (*)	C_s (m/s)
80	48.7	4.90	0.1084	3.18	0.00434	2791
70	27.4	3.43	0.0357	2.23	0.00143	2093
60	15.4	2.40	0.0117	1.56	0.00047	1596
50	8.7	1.68	0.0039	1.09	0.00016	1177
40	4.9	1.17	0.0013	0.76	0.00005	882
30	2.7	0.82	0.0004	0.53	0.00002	662

(*) Yenilmiş kaya kütlelerine ait dayanım değiştiricileri olan m_r ve s_r 'in belirlenmesinde Ribacchi (2000)'nin önerilerine göre $m_r = 0.65m_b$ ve $s_r = 0.04s$ bağıntıları kullanılmıştır.

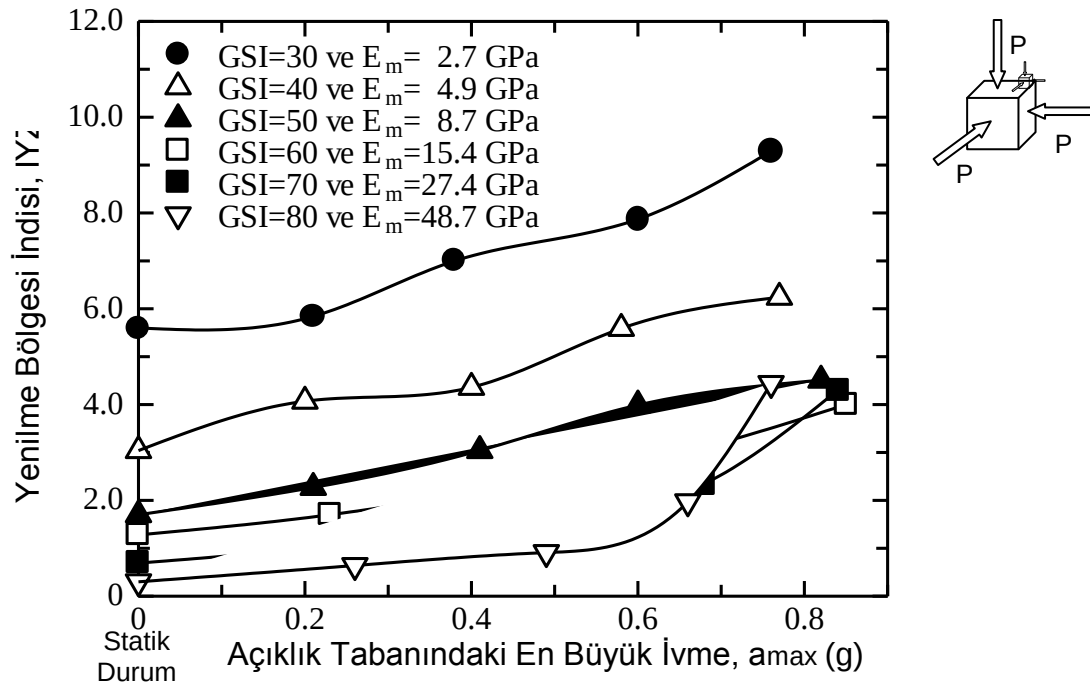
Beklendiği gibi GSI'nin ve deformasyon modülünün düşük değerlerinde daha yüksek $(IYZ)_{dyn}$ değerleri ve yenilme bölgeleri elde edilmiştir. Bu durum açıklığa etkiyen dinamik yüklemenin 0.7 g'ye kadar olan değerlerinde oluşmuştur. GSI'nin yüksek değerlerinde; belli bir ivme değerinden sonra IYZ'deki değişim daha hızlı olmaktadır. Şekil 4'ten görüleceği gibi $GSI \geq 80$ için IYZ'deki değişim $a_{max} > 0.6 \text{ g}$ değerlerinde hızla artmaktadır. Çok

yüksek ivme değerlerinde ($a_{max} > 0.7 \text{ g}$) kaya kütlesinin GSI ve deformasyon modülünün yüksek olduğu durumlarda duraylılık açısından daha olumsuz bir görüntü oluşmaktadır. Örneğin; açıklık tabanındaki en büyük ivmenin 0.75 g olduğu durumda GSI = 80 için $(IYZ)_{dyn} = 4.00$, GSI = 70 için $(IYZ)_{dyn} = 3.00$ olarak bulunmuştur. Bu incelemede, ortamdaki GSI değerinin artmasıyla deformasyon modülü de artırılmıştır. Açıklık çevresinde oluşan dinamik gerilmeler, etkiyen sismik dalganın en büyük genliğinin, ortamın deformasyon modülünün artmasıyla artmaktadır. Yüksek ivme değerlerinde, GSI = 80 ve $E_m = 48.7 \text{ GPa}$ olan ortamda oluşan dinamik gerilmeler, GSI = 70 ve $E_m = 27.4 \text{ GPa}$ olan ortamında oluşan dinamik gerilmelere göre daha geniş bir bölgede yenilme bölgesi oluşturmuştur. Deformasyon modülünün artırılmasıyla ortamda oluşan dinamik gerilmeler artarken GSI'nin artırılmasıyla ortamın dayanım özellikleri de iyileştirilmiştir.

Kaya kütlesinin GSI değerinin ile deformasyon modülünün birlikte değiştiği daha gerçekçi bir durumda; açıklık tabanında oluşan en büyük ivmenin 0.6 g - 0.7 g değerlerine kadar, beklendiği gibi, düşük GSI ve deformasyon modülü değerlerine sahip ortamda oluşturulan açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi ve $(IYZ)_{dyn}$ değerleri daha büyük olmaktadır. Gerçek deprem gözlemlerinde en büyük ivmenin 0.6 g - 0.7 g'den daha yüksek değerde olması az karşılaşılan bir durumdur.



Şekil 3. W/H=1 olan kemer tavanlı açıklığın farklı GSI değerlerinde, açıklık tabanındaki en büyük ivmenin IYZ değerleri ile değişimi.



Şekil 4. Hidrostatik birincil gerilme alanında; farklı GSI ve E_m değerlerinde oluşturulan dairesel açıklıkta oluşan IYZ değerlerinin değişimi

5 SONUÇLAR

Çevre kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin derin yeraltı açıklıklarının sismik duraylılığına etkisi incelenmiştir. İncelenen birincil gerilme durumu, kaya kütlesi özellikleri ve açıklık geometrisine göre elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda verilmiştir

- Beklendiği gibi; arazideki en büyük ivme değerinin artması, açıklık çevresindeki yenilme bölgesini büyültmüştür.
- Daha düşük GSI değerlerine sahip ortamda açılan açıklıkta, etkiyen dinamik yüklemenden sonra oluşan (IYZ)_{dyn} değerleri daha yüksek olmaktadır. Ayrıca, dinamik girdi büyüklüğünün artmasıyla (IYZ)_{dyn} değerlerindeki artış da daha fazla olmaktadır.
- Kaya kütlelerinin GSI değerinin ve deformasyon modülünün birlikte değiştiği daha gerçekçi bir durumda; açıklık tabanında oluşan en büyük ivmenin 0.6 g - 0.7 g ivme değerlerine kadar, düşük GSI ve deformasyon modülü değerlerine sahip ortamda açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi ve (IYZ)_{dyn} değerleri daha büyük oluşmaktadır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, FLAC^{2D} programının kullanılmasına olanak veren ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Başkanlığı'na teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Adhya, K.K. 1989. Underground structures through seismic zones. *Underground Structures: Design and Instrumentation*. Developments in Geotechnical Engineering, 59A Amsterdam: Elsevier.
- Arıoğlu, E. & Yılmaz, A.O. 2000. *Çözümlü Problemlerle Yeraltı Mühendislik Yapılarına Deprem Etkileri*. İstanbul. TMMOB MMO İstanbul Şubesi: 110 s.
- Bakır, S. & Yılmaz, T. 2000. Geoteknik gözlem ve değerlendirmeler. *Marmara ve Düzce Depremleri Mühendislik Raporları*, Bölüm 5, <http://www.metu.edu.tr/home/wwwweerc/reports/marmara.pdf>
- Brady, B.H.G. 1993. Dynamic behaviour of rock. *Comprehensive Rock Engineering, Vol.1. Fundamentals*, London: Pergamon, 611-624.
- Brady, B.H.G. & Brown, E.T. 1993. *Rock Mechanics for Underground Mining*. London: Chapman and Hall.
- Dowding, C.H. & Rozen, A. 1978. Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *ASCE J. of Geotech. Eng. Div.* 104 (GT2): 175-191.

- Erlingsson, S. 1997. Seismic design of subsea tunnels. *Proc. Int. Symp. on Rock Support - Applied Solutions for Underground Structures*, Lillehammer: 804-811.
- Geniş, M. & Gerçek, H. 2000. Yeraltı açıklıklarının dinamik tasarımı. *V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Isparta: TUKMD: 65-72.
- Gerçek, H. & Geniş, M. 1999. Effect of anisotropic in situ stresses on the stability of underground openings. *Proc. of the Ninth Intl. Congress on Rock Mechanics*, ISRM, Rotterdam: Balkema, 1: 367-370.
- Gerçek, H. 1997. An elastic solution for stresses around tunnels with conventional shapes. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.* 34 (3-4): paper no. 096.
- Hoek, E. & Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 34 (8): 1165-1186.
- Huang, T.H., Ho, T.Y., Chang, C.T., Yao, X.L., Chang, Q.D. & Lee, H.C. 1999. Quick investigation and assessment on tunnel structures after earthquake, and the relevant reinforced methods (in Chinese). *Report for the Public Construction Commission*, Taipei.
- Itasca 1995. *FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua (Version 3.30)*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.
- Jing-Ming, W. 1980. Distribution of underground seismic intensity in the epicentral area of the 1976 Tangshan earthquake. *Acta Seismologica Sinica*, 2:314-320.
- Jing-Ming, W. 1985. The distribution of earthquake damage to underground facilities during the 1976 Tang-Shan earthquake. *Earthquake Spectra, EERI*, 1 (4): 741-758.
- John, C.M. & Zahrah, T.F. 1987. Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Tech.*, 2 (2): 165-197.
- Krinitzsky, E.L., Gould, J.P. & Edinger, P.H. 1993. *Fundamentals of Earthquake-Resistant Construction*. John Wiley & Sons, 299 pp.
- Lee, C.F. 1987. Performance of underground coal mines during the 1976 Tangshan earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2 (2): 199-202.
- Okamoto, S. 1973. *Introduction to Earthquake Engineering*. Tokyo: University of Tokyo Press.
- Owen, G.N. & Scholl, R.G. 1981. Earthquake engineering of large underground structures. FHNA/ro-80, 195, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.: 171-174.
- Ribacchi, R. 2000. Mechanical tests on pervasively jointed rock material: insight into rock mass behaviour. *Rock Mech. Rock Engng.* 33(4):243-266.
- Sharma, S. & Judd, W.R. 1991. Underground opening damage from earthquakes. *Engineering Geology*, 30: 263-276.
- Stevens, P.R. 1977. *Review of Effects of Earthquakes on Underground Mines*. US Geological Survey, Open File Report: 77-313.
- Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C.R. & Huang, T.H. 2000. The seismic hazards and the rehabilitation of the tunnels in central Taiwan after Chi-Chi Earthquake. *Sino-Geotechnics*, 81: 85-96.
- Wang, W.L., Wang, T.T., Su, J.J., Lin, C.H., Seng, C.R., & Huang, T.H. 2001. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16: 133-150.

Doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıklarının tasarımında bazı önemli hususlar

Some important considerations in the design of salt caverns for natural gas storage

A. Özarslan & H. Gerçek

Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak

ÖZET: Tuz domları ve kalın tabakalı tuz yatakları gibi jeolojik kaya tuzu formasyonları, doğal gaz için çok uygun depolama ortamları olarak değerlendirilmektedir. Bundan dolayı, birçok ülkede yeraltında doğal gaz depolama için tuz çözelti açıklıkları seçilmiştir. Bu bildiride, doğal gaz depolama amaçlı geniş yeraltı tuz çözelti açıklıklarının tasarımında bazı önemli hususlar araştırılmıştır. Önce, doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıklarının yapımı ve işletilmesi ana hatları ile açıklanmıştır. Ardından, tuz çözelti açıklıklarının uzun süreli duraylılığı ve güvenliği için önemli jeomekanik tasarım değişirgeleri değerlendirilmiştir. Bunun yanında, kaya tuzunun bazı önemli mekanik özellikleri tanıtılmıştır. Sonunda, Türkiye’de doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıklarının kullanılmasına olan ihtiyaç ve olanaklar irdelenmiştir.

ABSTRACT: Geological rock salt formations such as salt domes or thick-bedded salt deposits are considered to be very suitable storage medium for natural gas. Therefore, salt caverns have been selected for underground storage of natural gas in many countries. In this paper, some important considerations in the design of salt caverns for natural gas storage have been investigated. Firstly, the construction and operation of salt caverns for natural gas storage is explained briefly. Then, important geomechanical design parameters for long term stability and safety of salt caverns are evaluated. In addition, some mechanical properties of rock salt are introduced. Finally, the necessity and possibility of uses of salt caverns for natural gas storage in Turkey are discussed.

1 GİRİŞ

Dünyada doğal gazın birincil enerji tüketimindeki payı düzenli olarak artmaktadır. Bunun en önemli nedeni, dünya doğal gaz rezervlerinin fazlalığı ve kömür, petrol gibi diğer enerji kaynaklarına kıyasla kullanımının çok daha az çevre kirliliğine yol açmasıdır. Bundan dolayı da doğal gaz temiz enerji olarak değerlendirilmektedir. Tüketimdeki artışa paralel olarak gaz talebinin kesintisiz olarak karşılanabilmesi için, doğal gaz depolama konusunun önemi artmaktadır. Bu amaçla yerüstünde ve yeraltında doğal gaz depolama tesisleri oluşturulmaktadır. Doğal gazın yerüstünde çelik tanklarda depolanması yerine yeraltı oluşumlarında depolanması daha verimli, güvenli ve ekonomik olarak değerlendirilmektedir (Langer 1986, KBB 1988). Yeraltında doğal gaz depolama tesisleri aracılığıyla, gaz arz ve talebindeki mevsimsel, günlük ve saatlik dengesizliklerin

kesintilere yol açılmaksızın, karşılanması amaçlanmaktadır. Çizelge 1’de 2000 yılında dünyada işletilmekte olan yeraltı doğal gaz depolama tesisleri verilmiştir.

Çizelge 1. Dünyada işletilmekte olan yeraltı doğal gaz depolama tesisleri (Sedlacek 2001).

Ülke	Tesis adedi
Amerika Birleşik Devletleri	393
Bağımsız Devletler Topluluğu	46
Almanya	42
Kanada	37
Fransa	15
İtalya	9
Avusturya	5
Polonya	4
Romanya	4
Çek Cumhuriyeti	4
Macaristan	4
Diğer Ülkeler	10
TOPLAM	573

Yeraltı boşluklarında doğal gaz depolama tesisleri oluşturmak için çeşitli olanaklar bulunmaktadır. Bunlar; çözme yöntemiyle oluşturulan derin tuz çözelti açıklıkları, sıg derinlikte masif kaya kültesi içerisinde galeri şeklinde oluşturulan açıklıklar, yeraltı suyu akiferlerindeki gözenek boşlukları, üretimin sona erdiği petrol ve gaz sahaları ve uygun özelliğe sahip terk edilmiş maden açıklıkları şeklinde sınıflandırılabilir. Avrupa'da işletilmekte olan yeraltı doğal gaz depolama tesislerinde yapılan incelemeler sonucunda, 100 milyon m³ kullanılabilir çalışma gazı kapasiteli bir eşdeğer depolama tesisi için, birim hacim gaz depolama yatırım maliyetinin akifer veya petrol-gaz sahaları için 0,35-0,60 \$/m³, tuz çözelti açıklıkları için 0,7-1,0 \$/m³ aralığında değiştiği belirlenmiştir (Sedlacek 1999).

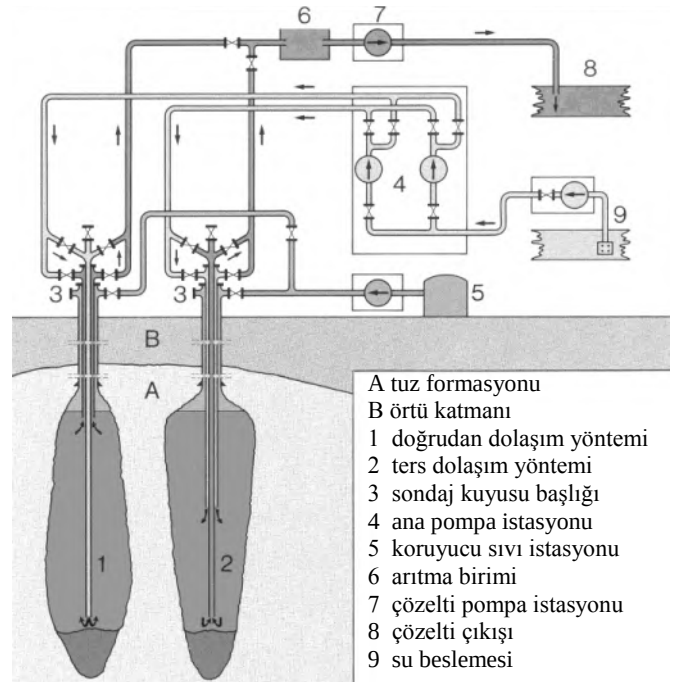
Yeraltında doğal gaz depolama ortamları için özellikle tuz domları veya kalın tabakalı tuz yatakları gibi kaya tuzu formasyonları çok uygun olarak değerlendirilmektedir. Genel olarak, tuz formasyonlarının gazlara karşı geçirimsiz ve çatlaklara karşı zamanla kendiliğinden iyileşme özelliklerine sahip oldukları kabul edilmektedir. Buna ilaveten, uygun boyutlandırılmış geniş yeraltı tuz çözelti açıklıkları (salt caverns), yapay tahkimatlara ihtiyaç duyulmadan, duraylıklarını uzun süreler boyunca muhafaza edebilmektedir. Tuz çözelti açıklıkları tek başına 500 bin m³ den daha fazla boşluk hacmi kapasitelerine sahip olabilmektedir. Bundan başka, çözme işleminin kontrollü gelişmesiyle, özel boyutlara ve şekle sahip tuz açıklıklarının oluşturulması olanaklıdır. Bundan dolayı, uygun özelliklere sahip geniş yeraltı tuz çözelti açıklıklarından, bir çok ülkede doğal gaz depolama amaçlı olarak yararlanılmaktadır. Tuz çözelti açıklıkları, bu tür tesislerin yüksek dağıtım kapasiteleri nedeniyle, özellikle mevsimsel ve/veya anlık gaz besleme taleplerinin karşılanması için uygundur. Toplam ihtiyaç duyulan doğal gaz depolama kapasitesine bağlı olarak, aynı bölgede birkaç tuz çözelti açıklığı birlikte işletilebilmektedir.

2 DOĞAL GAZ DEPOLAMA AMAÇLI GENİŞ TUZ ÇÖZELTİ AÇIKLIK YAPILARININ OLUŞTURULMASI VE İŞLETİLMESİ

Yeraltı tuz çözelti açıklıkları genel anlamda tuzun su ile çözündürülmesi sonucunda yaratılan geniş hacimli açıklıklardır. Çözelti madenciliği olarak da tanımlanan bu yöntem ile; kaya tuzu, potas, trona gibi suda eriyen evaporitik cevherlerin yeraltından çözelti ürünü olarak üretilmesi mümkün olmaktadır. Yöntemin esası, yeraltına sondaj kuyusu içerisine yerleştirilen boru vasıtasıyla gönderilen tatlı suyun,

evaporitik tuz yataklarındaki katı tuz mineralleri ile temas etmesi sonucunda, tuzun çözündürülmesine dayanmaktadır. Bu yöntem özellikle yeterli kalınlık ve yayılıma sahip kaya tuzu yataklarında yıllardır başarıyla uygulanmaktadır. Önceden sadece tuz üretme amacıyla açılan tuz çözelti açıklıklarından son yıllarda, özellikle doğal gaz ve sıvı petrol ürünlerinin depolanması uygulamalarında, artan bir şekilde yararlanılmaktadır.

Yöntemde, muhafaza boruları ile korunan sondaj kuyusu içerisine, farklı çaplar ile değişken uzunluklara sahip, iç içe geçmiş ikili boru düzeneği indirilmektedir. Bir boru aracılığıyla tuzun çözündürülmesi için gerekli olan tatlı su beslemesi sağlanırken, diğer boru aracılığıyla da üretilen tuz çözeltisi yerüstüne çekilmektedir. Birbiriyle dengeli bir şekilde gerçekleştirilen tatlı su beslenme ile çözelti çekme işlemleri ile aşamalı olarak çözelti açıklığının boyutları ve şekli yönlendirilmektedir. Açıklık duvarlarında yer alabilen çözünmeyen ince kısımlar (kil, anhidrit vb.) ise açıklık tabanında çökelmektedir. Çözelti açıklığının tavanının kontrolsüz genişlemesini engellemek için de, muhafaza borusu ile dış boru arasında yer alan aralıktan beslenen, tuzlu çözeltiden daha hafif olan ve bunlarla tepkimeye girmeyen koruyucu sıvılar (LPG, benzin vb.) kullanılmaktadır (Hardy 1982, Langer 1986, KBB 1988). Şekil 1'de yeraltı tuz çözelti açıklıklarının oluşturulma yöntemleri ve yerüstü tesis birimleri şematik olarak verilmiştir.



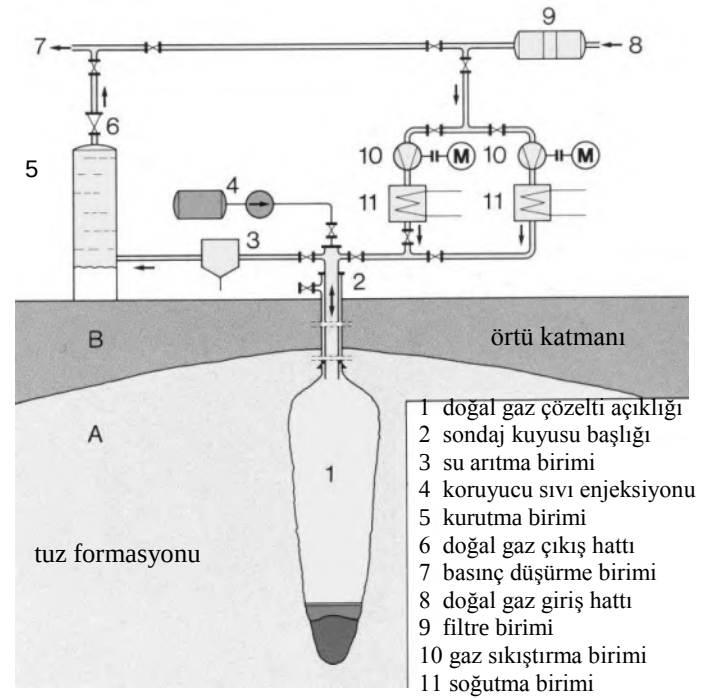
Şekil 1. Yeraltı tuz çözelti açıklıklarının oluşturulma yöntemleri ve yerüstü tesis birimleri (KBB 1988).

Yöntemin doğrudan ve ters çözelti dolaşımı olmak üzere başlıca iki farklı teknolojik uygulama şekli vardır. Doğrudan çözünme yönteminde; tatlı su, açıklık tabanına yakın bir konumda yer alan boru aracılığıyla beslenmekte ve tuz çözelti sıvısı, açıklık tavanına yakın iç ile dış boru arasında yer alan aralık aracılığıyla, yerüstüne iletilmektedir. Bu yöntem ile özellikle açıklık tabanına yakın kısımların daha hızlı genişlemesi sağlanmaktadır. Ters dolaşım yönteminde ise; tatlı su, iç ile dış boru arasındaki (açıklık tavanına yakın) bir aralıktan beslenmekte ve tuz çözelti sıvısı açıklık tabanına yakın bir konumda bulunan iç boru aracılığıyla yerüstüne iletilmektedir. Bu yöntem ile özellikle açıklık tavanına yakın kısımların daha hızlı genişlemesi sağlanmaktadır. Aynı çözelti kuyusu bünyesinde, istenen açıklık şeklinin kontrollü olarak oluşturulabilmesi için, iki yöntemin farklı aralıklarla bir arada uygulanması olanaklıdır (Langer 1986, KBB 1988).

Geniş yeraltı tuz çözelti açıklık şeklinin oluşturulmasında uygulanan çözme yönteminin yanında; su besleme borusu ile çözelti sıvısı iletme borusunun açıklık içindeki konumları, yeraltından çekilen çözelti miktarı ve hızı, uygulanan çözme yöntemi etkili olmaktadır. Bu değişirgelerin (parametrelerin) düzenli kontrolü ile çözelti açıklıklarının işletmecilik açısından istenene yakın bir şekle sahip olmaları sağlanabilmektedir. Tuzun çözündürülmesi ile şekil ve boyut olarak uygun bir yeraltı çözelti açıklığının oluşturulması, teknolojik etkenlerin yanında, çeşitli jeolojik etkenlere de bağlıdır. Bunlar arasında en önemli etken olarak tuz formasyonun bileşimi gösterilebilir. Kaya tuzu formasyonları içerisinde yer alabilen potas tuzu birimleri, kaya tuzuna kıyasla su içinde daha yüksek çözünürlüğe sahip olmaları nedeniyle, açıklık kesitinde yerel genişlemelere yol açabilmektedir. Aynı zamanda tuz formasyonu içerisinde yer alabilen kil, anhidrit gibi su içerisinde çözünme özelliği bulunmayan veya sınırlı olan ince tabakalaşma birimleri de, çözelti açıklığında yerel daralmalara yol açabilmektedir. Açıklık kesitinde oluşabilecek bu düzensizlikler, özellikle tuz çözelti açıklıklarının jeomekanik duraylılığı açısından, önemli sorunlara neden olabilmektedir. Bu açıdan, tuz çözelti açıklıklarının, yeterli kalınlık ile yayılıma sahip, nispeten homojen tuz yataklarında açılmasının önemi büyüktür (Lux 1980, Langer 1986).

Çözelti açıklıklarının istenen boşluk hacmine ve şekline ulaşmasından sonra ise, tuz çözeltisi üretimine benzer olarak, açıklığa yüksek basınçlı doğal gaz beslenmekte ve çözelti sıvısı içteki boru aracılığıyla yerüstüne tahliye edilmektedir. Doğal gazın çözelti açıklığını tamamen doldurmasından sonra, sondaj kuyusu başındaki vanalar kapatılmakta

ve depo, mevsimsel ve kısa süreli doğal gaz talep artışlarını karşılayabilecek şekilde, hazır halde denetim altında bekletilmektedir (Langer 1986). Şekil 2’de yeraltı tuz çözelti açıklıklarında işletilen bir yüksek basınçlı doğal gaz depolama tesisinin şematik görünümü verilmiştir. Genelde doğal gaz depolama açıklıkları talebin az olduğu yaz aylarında doldurulmakta ve tüketimin fazla olduğu kış aylarında, geçici yüksek seviyeli talep artışlarını karşılamak üzere, tesisten gaz çekilmektedir. Yeraltı açıklığında bulunan gaz miktarlarındaki değişimlere bağlı olarak da çözelti açıklığı içerisinde etkili olan içsel gaz basıncı da değişim göstermektedir.



Şekil 2. Yeraltı tuz çözelti açıklıklarında işletilen bir yüksek basınçlı doğal gaz depolama tesisine ait birimler (KBB 1988).

Tuz çözelti açıklığında depolanmasına izin verilebilen toplam doğal gaz miktarı boşluk hacminin dışında başlıca; tesis derinliği, izin verilebilen en küçük ve en büyük çalışma basınçları, çalışma ve yastık gazı miktarları ile en büyük çekim miktarları gibi etkenlere bağlıdır. Yastık gazı, depolama açıklığı içerisinde tesisin işletilmesi için her zaman bırakılması gereken asgari gaz miktarını ifade etmektedir. Çalışma gazı ise, açıklıkta depolanan toplam gaz miktarından yastık gazı miktarının düşülmesiyle elde edilen, ve çekim ile doldurma işlemi için faydalanılabilir durumdaki gaz miktarını tanımlamaktadır (CEN 1998). Yeraltı tuz çözelti açıklıklarında oluşturulan yüksek basınçlı doğal gaz depolama tesislerinde karşılaşılan tipik işletme değerleri Çizelge 2’de belirtilmiştir.

Çizelge 2. Yeraltı tuz çözelti açıklıklarında oluşturulan yüksek basınçlı doğal gaz depolama tesislerinde karşılaşılan tipik işletme değerleri (KBB 1988).

İşletme özelliği	Tipik değerleri
Boşluk hacmi	450 bin m ³
Açıklık çapı	50 m
Derinlik aralığı	950-1300 m
İşletme gaz basıncı aralığı	50-150 bar (5-15 MPa)
Çalışma gazı miktarı	45 milyon m ³
Yastık gazı miktarı	22,5 milyon m ³
Depolanan toplam gaz miktarı	67,5 milyon m ³
En büyük gaz çekim miktarı	75 bin m ³ /h

Doğal gaz depolama amaçlı geniş yeraltı tuz çözelti açıklıklarının yapımı ve işletilmesi ile ilgili olarak Avrupa Standartları Komitesi (CEN) tarafından 1998 yılında ayrıntılı işlevsel kurallar yayımlanmıştır (CEN 1998). Bu standart Avrupa Birliği'ne üye tüm ülkeler ve bazı aday ülkeler tarafından değiştirilmeden ulusal standart olarak yayınlanmıştır. Türkiye'de de 2001 yılında "gaz ikmal sistemleri - yeraltında gaz depolama" başlığı altında bu kurallar herhangi bir değişikliğe uğramadan TS EN 1918-3 no'lu standart olarak kabul edilmiştir (TSE 2001).

3 GENİŞ YERALTI TUZ ÇÖZELTİ AÇIKLIKLARININ TASARIMI İÇİN JEOMEKANİK DEĞİŞTİRGELER

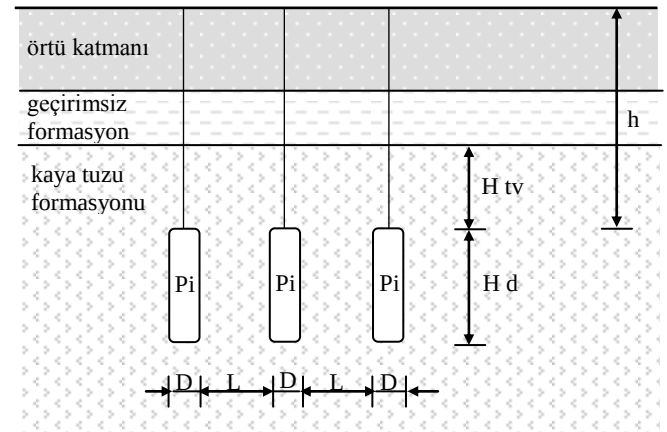
Yeraltında geniş yeraltı tuz çözelti açıklıklarında oluşturulacak doğal gaz depolama tesislerinin tasarım aşamasında, depolamanın ön görüldüğü bölgede, kapsamlı ve ayrıntılı araştırmalara (jeolojik, jeomekanik, vb.) ihtiyaç duyulmaktadır. Doğal gaz depolama amaçlı duraylı tuz çözelti açıklıklarının oluşturulması başlıca; kaya tuzunun mekanik davranışının, etkili olan birincil gerilmeler ile açıklık geometrisi-işsel gaz basıncı koşulları, ve diğer etkileyici değiştirgeler arasındaki etkileşimlerin iyi bilinmesine ve gerçeğe yakın tasarlanmasına bağlıdır (Hardy 1982, Langer 1986, Lux 2002). Bu çalışmaların kaya mekaniği bilim dalının araştırma konuları arasında yer alması nedeniyle, bu tür tesislerin tasarımında, kaya mekaniği çalışmalarının önemi fazladır.

Doğal gaz depolama amaçlı geniş tuz çözelti açıklıklarının tasarımında göz önünde bulundurulması gereken önemli jeomekanik tasarım değiştirgeleri şunlardır (Lux 1980, Hardy 1982, Langer 1986, CEN 1998, Lux 2002):

- Tuz formasyonunun jeolojik yapısı
- Kaya tuzu ve çevre kayaların mekanik özellikleri

- Depolama ortamında etkili olan birincil gerilmeler ve oranı (Ph/Pv)
- Açıklık geometrisi (şekil, yükseklik, çap, hacim)
- Konum (derinlik, açıklık tavanı ve tabanında bırakılan tuz kalınlığı)
- En büyük ve en küçük gaz işletme basınçları
- Gaz doldurma ve çekim işlemleri neticesinde işsel gaz depolama basıncı değişimleri
- Çoklu çözelti açıklıklarının kullanılması durumunda açıklıklar arasında olası etkileşimler ve güvenlik amacıyla bırakılan topuk genişlikleri
- Çözelti açıklığı içinde ve çevresinde etkili olan ısı

Araştırılan depolama ortamında belirtilen jeomekanik tasarım değiştirgelerin değerlendirilmesi ile doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıkları boyutlandırılmaktadır. Şekil 3'te bu değiştirgeler şematik olarak verilmiştir.



- D = doğal gaz depolama açıklığı çapı
- L = depolama açıklıkları arasında topuk genişliği
- H tv = depolama açıklığı tavanında bırakılan tuz kalınlığı
- H d = doğal gaz depolama açıklığı yüksekliği
- h = depolama açıklığı tavanının yerüstünden derinliği
- Pi = işsel doğal gaz depolama basıncı

Şekil 3. Doğal gaz depolama amaçlı geniş tuz çözelti açıklıklarının boyutlandırılmasında göz önünde bulundurulması gereken önemli jeomekanik tasarım değiştirgeleri.

Tüm doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıklarının boyutlandırılması ve teknolojik işletme değerlerinin seçimi için, yerinde araştırmalara dayalı olmayan değerlerin önerilmesi gerçekçi değildir. Bunlar, ortam ve depolama koşullarına göre, önemli oranda değişiklik gösterebilmektedir ve bundan dolayı konunun uzmanları tarafından belirlenmelidir (CEN, 1998). Buna rağmen, depolama tesislerin tasarımında göz önünde bulundurulması gereken değiştirgenler için tavsiye niteliğinde değerler verilebilmektedir.

Buna göre; kalın tabakalı tuz yatakları içerisinde tasarlanacak olan doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıkları ve kısmen de tuz domları için geçerli olan bazı sınırlayıcı tasarım değişirgeleri şu şekilde ifade edilmektedir (CEN 1998, KDHE 2001):

- Depo içerisinde etkili olan en büyük gaz işletme basıncı, depolama ortamında etkili olan birincil gerilme değerlerinden daima düşük olmalıdır.
- Herhangi bir veri bulunmaması durumunda tasarım aşamasında birim derinlik için en büyük işletme gaz basıncı olarak 17×10^{-3} MPa/m değerinin kullanılması önerilmektedir.
- Çözelti açıklık tavanında bırakılan tuz katmanı kalınlığı 30 m'den az olmamalıdır.
- Çoklu çözelti açıklığı uygulamasında açıklıklar arasında bırakılan topuk genişliği 30 m'den az olmamalıdır.
- Tuz formasyonun sınırları ile çözelti açıklığı arasındaki minimum yatay mesafe 300 m'den fazla olmalıdır.

Kaya tuzu yataklarında madencilik ve gaz depolama uygulamalarından edinilen deneyimler, açıklık çevresinde tavan duraylılığının sağlanmasında, tavanda yeterli kalınlığa sahip tuz katmanlarının bırakılmasının, öneminin büyük olduğunu ortaya koymaktadır (Langer 1986, Natau, 1997). Yine tavan ile topuk işlevi gören birimler içerisinde ince kil, anhidrit bantları veya kaya tuzu içerisinde daha zayıf ince potas tuz oluşumlarının varlığı, açıklık duraylılığını olumsuz yönde etkilemektedir (Natau 1997).

Doğal gaz depolama amaçlı geniş yeraltı tuz çözelti açıklıklarının, ön görülen işletme koşulları altında, uzun süreli duraylılığı ve güvenliği, planlama safhasında kanıtlanmak zorundadır. Standart laboratuvar deney verileri ile gerçeğe yakın sayısal çözümleme modelleri aracılığıyla; tuz çözelti açıklığında sünme davranışının de etkisiyle kapanma sonucu meydana gelecek boşluk hacmi kaybı, açıklık çevresinde oluşması beklenen deformasyon büyüklükleri ve dağılımı, açıklık çevresinde etkili olan ikincil gerilme dağılımı ve olası yenilme bölgeleri tasarım aşamasında ortaya konulmalıdır (CEN 1998). Kaya tuzunun yeraltı açıklıkları çevresinde göstereceği mekanik davranışının gerçeğe yakın olarak modellenebilmesi için zamana bağımlı viskoelastik ve/veya viskoplastik malzeme modellerine dayalı sayısal çözümleme yöntemlerine gereksinim duyulmaktadır (Hardy 1982, Langer 1986, Lux 2002). Bu malzeme modellerinin temel girdilerini teşkil eden değişirgelerin gerek yerinde gerekse laboratuvar da belirlenmesinin güç olması nedeniyle, bu tür tesislerin ön inceleme aşamasında

elastik ile elasto-plastik malzeme modellerine dayalı sayısal ve matematiksel çözümleme yöntemleri önemli kolaylıklar sağlamaktadır. Bu çözümlemeler yardımıyla, doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıklarının kısa süreli duraylılığı ve güvenliği üzerinde etkili olan çeşitli değişirgelerin, farklı işletme ve etkileşim koşulları altında, incelenmesi ve ön bilgiler edinilmesi olanaklı olmaktadır. Ön tasarım aşamasında depo tesisinin uzun süreli duraylılığı ve işletme güvenliğinin değerlendirilebilmesi için ise mutlaka kaya tuzunun zamana bağlı visko-elasto-plastik malzeme davranışını göz önünde bulunduran gelişmiş sayısal çözümleme yöntemlerine ihtiyaç duyulmaktadır (Lux, 1980).

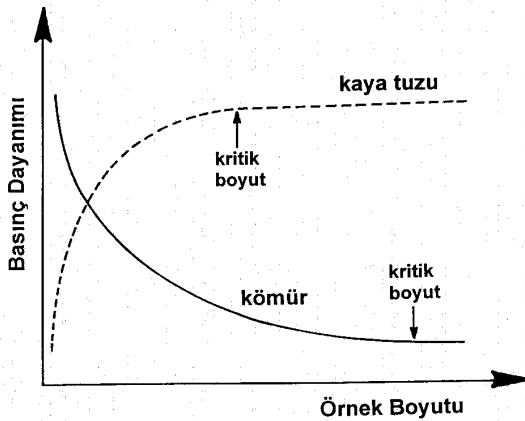
4 KAYA TUZUNUN MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Dünya'da doğal jeolojik katı tuz yatakları arasında en yaygın olanı kaya tuzu olup ana mineral bileşeni "halit"tir (Hunsche & Schulze 1994). Yoğunluğu $2,1-2,2$ gr/cm³ olan halitin kimyasal bileşimi NaCl olup su içinde yüksek çözünürlük özelliğine sahiptir (25°C 'de yaklaşık 360 gr/lit). Kaya tuzu yataklarının sahip olduğu olumlu özellikler arasında, gazlara ve sıvılara karşı geçirimsizliği ile nispeten kolay madencilik yöntemleriyle yaratılan büyük boyutlu açıklık hacimlerinde bile oldukça duraylı olmaları gösterebilir. Kaya tuzunun ortalama geçirgenlik değerinin yaklaşık 1×10^{-14} m/s olarak kabul edilebileceği ve bundan dolayı da pratik olarak geçirimsiz sayılabileceği ifade edilmektedir (Wittke 1996).

Kaya tuzu için standart laboratuvar deneylerinden elde edilen tek eksenli basınç dayanımı değerleri genelde 10 - 40 MPa arasında değişmektedir. Çekme dayanımları ise genelde 1,5 MPa'dan küçüktür. Kaya tuzu birimleri için çekme dayanımlarının nispeten düşük olması nedeniyle, açıklıklar çevresinde yenilme bölgelerinin önlenmesi veya sınırlandırılması için, çekme bölgelerinin oluşumu mümkün olduğunca sınırlandırılmalıdır (Langer 1986). Kaya tuzu malzemesinin dayanımı üzerinde boyut ve şekil etkisi önemlidir. Tuz örneğinin boyutları arttıkça dayanımı artmakta ve kritik boyuta ulaşıldıktan sonra hemen hemen sabit kalmaktadır (Şek. 4). Kaya tuzu bu davranış özelliği ile bir çok kaya türünden (kömür vb.) ayrılmaktadır. Şekil etkisi ise diğer kaya türleri ile uyumludur ve deney örneğinin genişlik/yükseklik oranı arttıkça, kaya tuzunun dayanımı da artmaktadır (Jeremic 1994).

Kaya tuzu, ortam koşulları altında, etkili gerilmelere, sıcaklığa ve zamana bağlı doğrusal olmayan deformasyon davranışı göstermektedir. Bu zamana bağlı gerilme-birim deformasyon davranışı oldukça karmaşıktır (Hardy 1982, Langer 1986,

Hunsche & Schulze 1994, Menzel & Minkley 1999, Lux 2002). Bundan dolayı gerçekçi malzeme modellerinin oluşturulması ve gerilme-birim deformasyon değişimlerinin analitik olarak çözümlenmesinde, çok yoğun araştırmalara rağmen, önemli sorunlarla karşılaşmaktadır. Hatta benzer kaya tuzu birimleri bile içerdikleri mineral bileşenlerinin oranları, konumları, yabancı madde (kil, anhidrit vb.) içerikleri ve ortam koşullarına (gerilme, sıcaklık, nem vb.) bağlı olarak birbirinden oldukça farklı davranış özellikleri gösterebilmektedir (Hunsche & Schulze 1994). Bu nedenle katı tuz mekaniğinde kapalı çözümlerin uygulanması güçtür ve sorunların çözümünde, yeraltında yerinde gerçekleştirilen uzun süreli gözlemler ile ölçümler ve standart laboratuvar deneyleri sonuçlarına bağlı olarak geliştirilen, gerçeğe yakın malzeme davranışı yaklaşımlarından faydalanılmaktadır (Natau 1997). Yine gerçek gözlemler ve deney verilerinden yararlanılarak, gelişmiş sayısal çözümleme yöntemleri aracılığıyla, ortam koşulları benzetilmeye ve çözümlemelerde kullanılmak üzere gerçeğe yakın malzeme davranış modelleri elde edilmeye çalışılmaktadır.



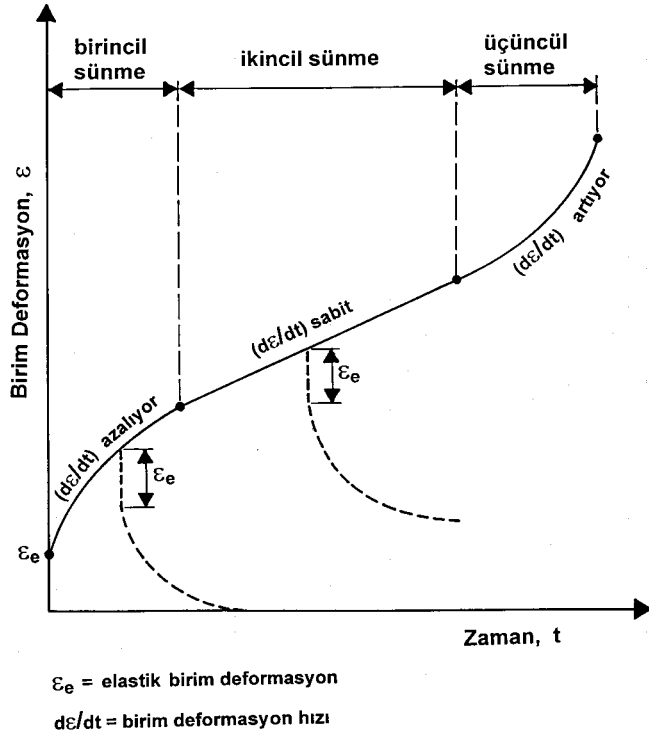
Şekil 4. Kaya tuzu ve kömür malzemelerinin dayanımı üzerinde boyutun etkisi (Jeremic 1994).

Kaya tuzunun sahip olduğu mekanik özellikler arasında gösterdiği sünme (creep) davranışının önemi büyüktür. Sünme, genel anlamda katı malzemelerin sabit gerilme altında zamana bağlı olarak deformasyona uğraması şeklinde açıklanmaktadır. Kaya tuzunda sünme davranışı ve diğer etkenler sayesinde açıklık çevresinde tuz kütlesinde oluşmuş olabilen çatlakların, belirli sınırlar dahilinde, kendiliğinden iyileşmesi de söz konusu olmaktadır. Böylece yeraltı açıklıkları çevresinde oluşan deformasyonlar sonucunda geçirgenliği artmış olan bölgelerde geçirgenliğin

zamanla yeniden bakir durumdaki değerlere yaklaşması olanaklı olmaktadır (Langer 1986).

Genel bir yaklaşımla, kaya tuzunda sünme davranışının başlayabilmesi için, yeraltında etkili olan doğal birincil gerilme durumunun rahatsız edilmesi gerekmektedir. Yeraltında açıklıklarının oluşturulmasıyla bakir ortamda etkili olan birincil gerilme dağılımı değişmekte ve ikincil gerilme durumu oluşmaktadır. Ortam koşullarının uygun olması durumunda (asal ikincil gerilmelerin farkı ve sıcaklık nedeniyle) yeraltı açıklığı çevresindeki kaya tuzu birimlerinde sünme davranışı başlamaktadır. Katı kristal tuzlarının gerilmeler altında gösterdikleri zamana bağlı sünme davranışı, başlıca üç aşamada incelenmektedir (Yüzer & Vardar, 1986; Hunsche & Schulze 1994, Wittke 1996, Menzel & Minkley 1999). Bu aşamalar birincil, ikincil ve üçüncül sünme olarak adlandırılmaktadır. Şekil 5'te sabit gerilme altında zamana bağlı sünme davranışı için genelleştirilmiş birim deformasyon-zaman grafiği verilmiştir. Ortamda etkili olan sabit gerilmenin artması veya azalmasıyla sünme eğrisi de değişim göstermektedir (Yüzer & Vardar, 1986; Wittke 1996).

Birincil aşamada birim deformasyon sertleşmesi (strain hardening) ile yumuşaması (strain softening) bir denge içinde bulunmamaktadır. Bu aşamada genelde sünme hızı azalmaktadır ve bu durumda ağırlıklı olarak birim deformasyon sertleşmesinin payı vardır (Menzel & Minkley 1999). Bu aşama geçiş aşaması olarak da adlandırılmaktadır. Sünme hızının sabit bir değere yaklaşmasıyla ikincil aşama başlamaktadır. Bu aşamada birim deformasyon sertleşmesi ile yumuşaması dinamik denge halindedir ve sabit gerilme altında sünme hızı yaklaşık olarak sabit bir değer almaktadır (Menzel & Minkley, 1999). Üçüncül sünme aşamasına geçiş ile kaya tuzunun yenilme öncesi deformasyon durumuna ulaştığı belirtilmektedir (Yüzer & Vardar, 1986). Yani ikincil sünmeden üçüncül sünme aşamasına geçiş bir nevi kaya tuzunun uzun süreli dayanımının aşılması ve duraysız çatlak ilerlemesinin başlangıcını simgelemektedir (Langer, 1986). Bu aşamada, kaya tuzunda oluşan hasarların (çatlak, vb.), tuzun uzun süreli geçirimsizliğinin muhafazası açısından çok önemli olan, yeniden kristalleşme ve iyileşme özelliğinden daha hızlı gelişmesi nedeniyle, kalıcı olduğu kabul edilmektedir (Menzel & Minkley, 1999). Üçüncül aşamanın devamında sünme oranı hızla artmakta ve sonunda kaya yenilmektedir (Yüzer & Vardar, 1986).



Sekil 5. Sünme davranışı için genelleştirilmiş birim deformasyon-zaman grafiği.

Tuz yatakları içerisinde yer alan tuz birimlerinde oluşturulan yeraltı açıklık çevresinin uzun süreli deformasyon davranışlarının incelenmesinde genelde ikincil sünme aşamasının hakim olduğu belirlenmiştir (Hunsche & Schulze 1994, DGGT 1994).

Kaya tuzları ile ilgili deneysel laboratuvar çalışmaları ve yeraltında gerçek ortam koşulları altındaki yerinde araştırma çalışmalarından faydalanılarak, sünme davranışı matematiksel bağıntılar ile açıklanılmaya çalışılmaktadır. Bu kapsamda çalışmaların önemli bir kısmı, en önemli ve uzun süreli aşamayı temsil eden, ikincil aşama üzerinde yoğunlaşmaktadır (Hunsche & Schulze 1994; DGGT, 1994). Geliştirilen matematiksel bağıntılar ile ikincil sünme hızı (ϵ_s), etkili gerilme (σ) ve ortam sıcaklığının (T) işlevi şeklinde açıklanmaktadır. Kullanılmakta olan ikincil sünme bağıntılarının önemli bir çoğunluğu (1) no'lu genel bağıntıda belirtilen değiştirgelere dayanmaktadır (Hardy 1982, DGGT, 1994, Hunsche & Schulze 1994, Natau 1997). Eşitlikte yer alan değiştirgeler için tipik değerler Çizelge 3'te verilmiştir.

$$\epsilon_s = A \times \exp [-Q/(R \times T)] \times (\sigma/\sigma^*)^n \quad (1)$$

ϵ_s = ikincil sünme hızı (1/gün, 1/saniye)
 A = tuz türüne bağlı yapısal parametre
 (1/gün, 1/saniye)

Q = sıcaklığa karşı hassasiyeti belirtmek için aktivite enerjisi (kcal/mol, kJ/mol)
 R = evrensel gaz sabiti (kcal/ mol K, kJ/mol K)
 T = sıcaklık (Kelvin)
 σ = etkili saptırıcı gerilmeler (MPa)
 $(\sigma = \sigma_1 - \sigma_3)$
 σ^* = gerilmelerin normalleştirilmesi için sabit
 (1 MPa)
 n = doğrusal olmayan gerilme etkisini yansıtan üstel değıştirge

Çizelge 3. İkincil sünme bağıntısında yer alan değıştirgeler için tipik değerler (Hunsche & Schulze 1994).

Değıştirge	Tipik değerler
A	$8,1 \times 10^{-5} - 2,0 \times 10^{-6}$ saniye ⁻¹
Q	51,6 – 54,0 kJ/mol veya 12,3 – 12,9 kcal/mol
R	$8,314 \times 10^{-3}$ kJ/mol K veya $1,986 \times 10^{-3}$ kcal/mol K
T	295,15-473,15 K veya 22-200 °C
σ	5-25 MPa
n	3,4-5,5

Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği (ISRM) tarafından katı tuz kayaları için standart sünme deney yöntemi önerisi yayımlanmamıştır. Buna karşın Almanya ve ABD'de ilgili kuruluşlar tarafından standart sünme deneyi yöntemleri yayımlanmıştır (DGGT 1994, ASTM 1998a,b).

5 TÜRKİYE'DE DOĞAL GAZ DEPOLAMA AMAÇLI GENİŞ YERALTI TUZ ÇÖZELTİ AÇIKLIKLARININ KULLANIMI

Türkiye'de 1976 yılında başlanan doğal gaz kullanımı kısıtlı miktarda Trakya bölgesinde üretilen doğal gaza dayanmaktaydı ve bundan dolayı birincil enerji tüketimindeki payı ihmal edilebilir düzeyde kalmıştır. 1987 yılında ithal doğal gaz alımının başlamasıyla birlikte birincil enerji tüketimindeki payı hızla yükselmeye başlamıştır ve 2000 yılı sonunda yaklaşık 14,2 milyar m³ tüketimle %18,3 civarında gerçekleşmiştir. Yapılan çeşitli anlaşmalar kapsamında, 2005 yılı sonunda alınacak doğal gaz miktarının yılda 67,8 milyar m³'e ulaşacağı beklenmektedir (ETKB 2002).

Türkiye'nin ithal doğal gaza bağımlı olması ve özellikle kış mevsiminde ortaya çıkan arz-talep dengesizliklerinin karşılanabilmesi için yeraltında doğal gaz depolama tesislerinin yapımına ihtiyaç duyulmaktadır. Bu kapsamda, yeraltında doğal gaz depolama konusu ile ilgili olarak, iki önemli proje

yürütülmektedir. Birincisi Kuzey Marmara ve Değirmenköy doğal gaz sahalarının, doğal gazın üretimi sonrasında, doğal gaz yeraltı depolama tesisi olarak kullanımını amaçlayan bir projedir. Toplam 1,6 milyar m³ doğal gaz depolama kapasitesine sahip olması ön görülen tesisin 2005 yılına kadar tamamlanması hedeflenmektedir. Diğer önemli proje ise Tuz Gölü'nün güneyinde Bezirci yöresinde varlığı sondajlar ile tespit edilmiş olan tuz domlarında, doğal gaz depolama amaçlı, geniş yeraltı çözelti açıklıklarının oluşturulmasıdır. Bu saha ile ilgili olarak çeşitli araştırmalar (jeolojik, hidrojeolojik, jeofizik vb.) başlatılmıştır (ETKB 2002). Araştırılan bölgede kaya tuzu yatağının kalın tuz domundan oluşması avantajlar sağlamaktadır. Bunun yanında, bölgenin beşinci derece deprem bölgesi içerisinde yer alması nedeniyle, olası depremlerin yeraltı doğal gaz depolama tesisinin işletme güvenliğini etkileme olasılıkları, çok düşük olarak değerlendirilmektedir. Doğal olarak, sahanın ve tuz formasyonunun doğal gaz depolama amaçlı çözelti açıklıklarının oluşturulması için uygunluğunun gerçek anlamda değerlendirilebilmesi için yerinde ve laboratuarlarda gerçekleştirilecek ayrıntılı araştırmalara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu çalışmalar içerisinde yer alan kaya mekaniği araştırmalarının önemi fazladır. Gelecekte Türkiye'de yeraltı doğal gaz depolama tesislerine olan ihtiyacın artması durumunda özellikle Mersin-Tarsus ve Çankırı'da bulunan tabakalı kalın yeraltı kaya tuzu yataklarının, doğal gaz depolamaya uygunluğu açısından, araştırılması önem arz etmektedir.

6 SONUÇLAR

Ülkemizde olduğu gibi bir çok ülkede doğal gazın birincil enerji kaynaklarındaki payının yükselmesi ile birlikte yeraltında depolama konusunun önemi artmaktadır. Bu amaçla, özellikle masif tuz formasyonları içerisinde oluşturulan çözelti açıklıkları uygun depolama ortamı sağlamaktadır. Çalışmada, doğal gaz depolama amaçlı tuz çözelti açıklıklarının tasarımı için önemli olan jeomekanik değişirgeler incelenmiştir. Depolama açıklığının duraylılığı üzerinde tesis işletme değerleri ve tuzun mekanik özellikleri etkilidir. Tesislerin verimli ve güvenli olarak işletilebilmesi bu tasarım değişirgelerinin dikkatli bir şekilde seçilmesi ile mümkündür. Aksi takdirde bu tür tesislerden beklenen işlev ve yarar yerine getirilememektedir.

KAYNAKLAR

- ASTM 1998a. Standart test method for creep of cylindrical soft rock: rock core specimens in uniaxial compression. *Test Method D4405-93*.
- ASTM 1998b. Standart test method for creep of cylindrical soft rock: rock core specimens in triaxial compression. *Test Method D4406-93*.
- CEN 1998. Gas supply systems-underground gas storage-Part 3: Functional recommendations for storage in solution-mined cavities. *European Committee for Standardization EN 1918-3*. Brussel.
- DGGT 1994. Ein- und dreiaxiale Kriechversuche an Gesteinsproben. *Bautechnik*, 71: 500-505.
- ETKB 2002. Doğal gaz çalışmaları. Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı Web sayfası. <http://www.dogal/dogalgaz.htm>
- Hardy, H.R. 1982. Rock mechanics aspects of the design of salt caverns for the storage of natural gas. The Pennsylvania State University Dept. of Mineral Engineering. Internal Report RML-IR/82-1. 62pp.
- Hunsche, U. & Schulze, O. 1994. Das Kriechverhalten von Steinsalz. *Kali und Steinsalz*, 11: 238-255.
- Jeremic, M.L. 1994. *Rock Mechanics in Salt Mining*. Rotterdam: Balkema.
- KBB 1988. Untertagespeicher. *Firmenbroschüre*. Hannover: Kavernen Bau- und Betriebs GmbH, 24s.
- KDHE 2001. Underground storage of natural gas bedded in salt formations. *Proposed New Regulation*. Kansas Department of Health and Environment.
- Langer, M. 1986. Hohlraumbau im Salzgebirge Teil B: Planung und Bau von Salzkavernen. *Taschenbuch für den Tunnelbau*, Essen: Glückauf, s. 125-200.
- Lux, K.H. 1980. Dimensionierungsgrundlagen im Salzkavernenbau. *Taschenbuch für den Tunnelbau*, Essen: Glückauf, s.240-318.
- Lux, K.H. 2002. Kavernenbau. TU Clausthal Institut für Deponietechnik und Geomechanik. <http://www.ifa.tu-clausthal.de/deponie/kavernenbau/kavernenbau.html>
- Menzel, W. & Minkley, W. 1999. Rock mechanics models in salt mining. *Proc. of the Int. Congress Mining for Tomorrow's World*, Düsseldorf: Glückauf, s.243-246.
- Natau, O. 1997. Geotechnische Nachweise zur Standsicherheit von Untertagedeponien im Salzgestein. *Felsbau*, 15: 466-472.
- Sedlacek, R. 1999. Untertage Erdgasspeicherung in Europa. *Erdöl Erdgas Kohle*, 11: 537-540.
- Sedlacek, R. 2001. Untertage-Erdgasspeicherung in Deutschland. *Erdöl Erdgas Kohle*, 11: 498-504.
- TSE 2001. Gaz İkmal Sistemleri-Yer Altında Gaz Depolama-Bölüm 3: Tuz Yataklarında Çözme Suretiyle Oluşturulan Boşluklarda Depolama için Fonksiyonel Kurallar. *TS EN 1918-3*, Ankara: Türk Standartları Enstitüsü.
- Yüzer, E. & Vardar, M. 1986 *Kaya Mekaniği*. İstanbul: İTÜ Vakfı.
- Wittke, W. 1996. Abdichtung von Strecken im Endlager Morsleben mit hochverdichtetem Bentonit. *Geotechnik*. 19: 2-8.

Effect of a fractured zone on drift behaviour in the argillaceous Tournemire site (France)

G. Armand & A. Rejeb

Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire-BP6 92265 Fontenay aux Roses Cedex, France

ABSTRACT: The French Institute of Radioprotection and Nuclear Safety (IRSN) has selected the Tournemire site to increase their knowledge on nuclear waste storage in argillaceous media. This site is a good study case for modelling since numerous field and laboratory experiments have been conducted there, and especially because two similar drifts have been excavated, one in an unfractured medium and the other in a fractured one. This study is a preliminary step for a full-scale 3D model of the site, in which different sections have been modelled to study the drift convergence in the fractured zone. Parametric studies were conducted, with three different mechanical behaviours, and the results are here compared to the in situ measurements.

1 INTRODUCTION

Deep underground repositories have become an attractive design option for radioactive waste storage. For such disposal, various geological media such as granite, salt and clay are considered in different countries. Deep argillaceous formations are potentially a good host rock because of their very low permeability (Boisson et al. 1998) and strong capacity for radionuclide retention. To increase its knowledge of this type of material, the French Institute for Radioprotection and Nuclear Safety (IRSN) is running experimental research programs at the Tournemire site (Aveyron, France). This site was selected because of a 1885 m long, century-old railway tunnel which gives direct access to the argillaceous formations located in a single geological pattern. Boreholes were drilled, and two horizontal drifts were excavated perpendicular to the railway tunnel in order to analyse the excavation disturbed zone (EDZ) and its long-term behaviour.

In mining engineering, the interaction of multiple excavations is important and numerical modelling can help to advance understanding of the mechanisms that may threaten the stability of an underground excavation (Hoffman and Ehgartner, 1998). Understanding the three-dimensional redistribution of excavation-induced stress in complex geological environments (Eberhardt, 2001) becomes essential for determining the adverse consequences, such as stresses will have on the host

rock (propagation of fractures, changes in rock strength and permeability). Developing methods of underground excavation calculation is a major aim of the IRSN, in order to provide methods for checking the safety of nuclear waste storage projects. This type of project design requires 3D calculations. Although 3D calculations will become increasingly common, they are still difficult and require a lot of attention, especially in complex geological environments like fractured zones.

However, numerical models of engineering problems should be based on measured data to verify numerical codes and validate models and calculation methods. For example, in the international cooperative research project DECOVALEX, the research teams are validating different THM models in fractured rock masses with the Kamaishi Mine experiment (Nguyen et al., 2001; Rutqvist et al., 2001) and with a shaft sinking at Sellafield (Kobayashi et al., 2001; Rejeb and Bruel, 2001; Knight, 2001). The Tournemire site offers a very good survey, with numerous experimental data to be modelled. Furthermore, the drifts' convergence has been measured since the start of the excavation in 1996, and continues today.

In this paper, the authors present the first steps of the numerical modelling of the drift excavation with a finite element model. The evolution of the drift convergence with time, the "long-term behaviour", is not considered. A large fault and fracture zones were inferred from geological and geophysical

investigation in the western drift. The aim of this study is to model the drift convergence with the presence of faults and fractured zones. Assumptions may then be introduced in the process and should be examined in an objective way. As a first step, 2D studies in different sections perpendicular to the drift were conducted to better understand the drift convergence near or in the fractured zones. Different rheological laws were tested and parametric studies were conducted to characterize the fractured zone.

2 THE TOURNEMIRE SITE

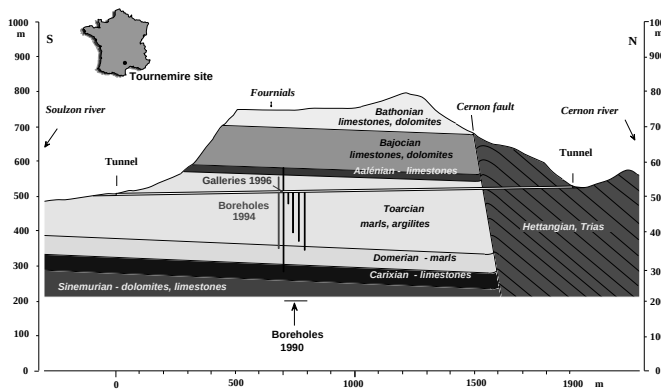


Figure 1: Geological cross section of the Tournemire site (Cabrera et al., 1999)

The Tournemire site (Aveyron, France) is located on the southern border of the French Central Massif, in a massif with an upper surface 850 m above sea level, and bounded by two valleys 450-500 m in altitude. The site is characterised by a sub-horizontal claystone layer, 250 m thick of Jurassic argillite and marls between two limestone and dolomite layers (Fig. 1). A hundred-year-old railway tunnel runs through the indurated argillaceous layer (Fig. 1). This tunnel, 1885 m long and 6 m high, gives easy access to a claystone layer at 250 m from the surface. In 1996, two 30 m long horizontal drifts, 3.7 m high, were excavated perpendicular to the railway tunnel axis, to analyse the excavation disturbed zone (tunnel and drifts) and its long term behaviour. The western drift crosses a pre-existing tectonic fractured zone (Fig. 2). This provided the opportunity to study the stability of this type of underground construction, in both fractured and unfractured rock masses. A multidisciplinary research program has been conducted for several years, including geological, hydrogeological, geochemical and geomechanical investigations.

This geomechanical investigations were performed in the laboratory as well as in the field. In

the laboratory, many triaxial compression tests under

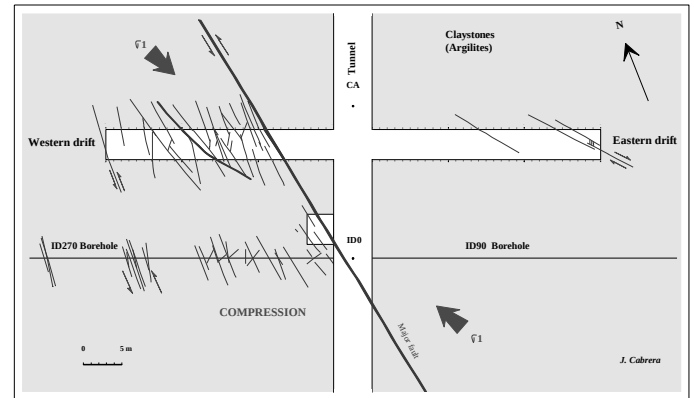


Figure 2: Structural and tectonic sketch of the galleries of Tournemire site (Cabrera et al., 1999).

different confining pressures and loading orientations were conducted by Niandjou et al (1997) and completed by an other study (Rejeb et al., 1999). Uniaxial tests were performed on damaged samples to identify the mechanical behaviour in the EDZ, in the tunnel and in the drifts. Direct shear tests on samples were also conducted to identify the behaviour of different joints.

In the field, three classical experiments were conducted:

- evaluation of the in situ stress field before the drift excavation;
- measurement of changes in the fracture aperture with temperature and humidity;
- recording the drift convergence during and after the excavation.

3 DRIFT CONVERGENCE AND EDZ

The drifts were excavated with a dry roadheader. Several cross sections were instrumented, to measure the drift convergence during and after the excavation. Figure 3 shows the position of each instrumented sections in the two drifts (7 in the western drift, 5 in the eastern drift). Eight cords connected to five convergence plots were used to measure the drift convergence (Fig. 3). The measurement began at the start of excavation (three months) in 1996 and continues today. The major observations are reported by Rejeb (1999):

- convergence is greater in the western drift (fractured zone) than in the eastern drift.
- the drift convergence is time dependant. After 4 years, the drift convergence continues to increase especially in the fractured zone.

The two new galleries excavated perpendicular to the railway tunnel, crossed the EDZ zone due to the railway tunnel's excavation. Cabrera et al., (1999) notice differences between the two drifts. In

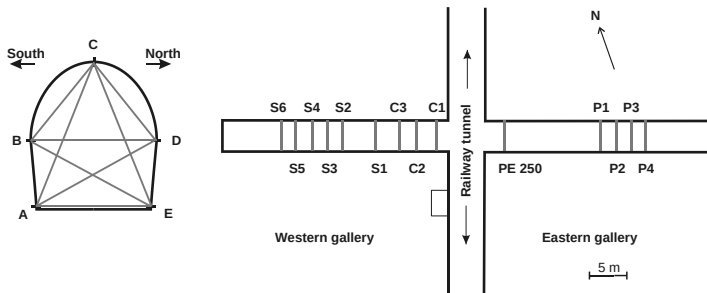


Figure 3: Sections measured for convergence and convergence cords

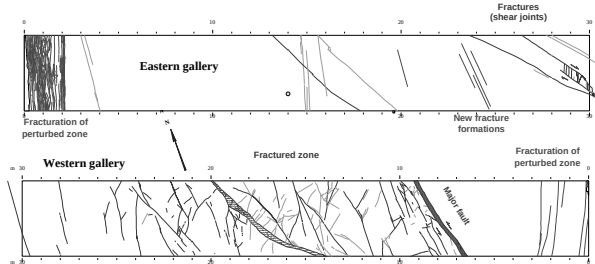


Figure 4: Structural and tectonic mapping of the gallery floor (Cabrera et al., 1999)

the eastern drift, the drift crosses a layer 2.0 m wide with a lot of fractures. In the western drift, the EDZ zone is less extensive and exhibits fewer fractures (Fig. 4). Cabrera et al. (1999) also conducted a series of seismic velocity surveys to characterize EDZ extension around the two drifts. The two drifts exhibit a similar damaged layer ranging in thickness between 15 and 65 cm.

Some uniaxial tests were carried out on samples extracted at different distances from the gallery walls in the Eastern drift and in the old tunnel (Rejeb, 1999). The purpose of these tests was to measure and compare the mechanical behaviour in the EDZ of the old tunnel and the drifts. The resulting dispersion does not show a clear change in the mechanical parameters with distance from the wall, in the drift or in the railway tunnel.

4 MODELLING

The Tournemire site offers an abundance of experimental data, the results of laboratory tests as well as in situ investigations. This makes it possible to compare numerical modelling results with in situ measurements, especially by analysing the drift convergence results. In some earlier work, Rejeb (1999) tried to determine the appropriate behaviour law for the Tournemire shale by considering a homogeneous medium. This study completes the Rejeb work by taking into account the fractured zone to well simulate the western gallery's convergence. But at that first stage, only the

excavation stage was studied, not the long term behaviour.

The complexity of the geometry (two drifts with a railway tunnel), the fractures, the fractured zone, and the initial stress state emphasize the fact that the problem is a 3 D one. Even if a large amount of data on the Tournemire site is known, many questions remain, such as:

- how to take the fracture zone into account? What is the mechanical behaviour of the fault and fractures? What is the initial stress state?

Nevertheless, the first stage of the numerical modelling was to model each experimental sections, where convergence measurements are known. These calculations were performed in two dimensions, and a parametric study was conducted to define mechanical behaviour laws and parameters to represent the fracture zone, the fractures and the unfractured rock mass.

4.1 Mesh, boundary conditions and initial stresses

The geometry of the site was simplified. In each section, two different zones were considered: the unfractured rock mass, and the fractured one, separated by the major fault. The fractured zone behaviour was considered as an homogeneous material with lower mechanical properties than those of the intact material. The major fault could be represented by joint elements, or not. If the fault is modelled by joint elements, this means it has a specific compressibility and that shear may occur between the two materials. No joint element means that there is no shear in the fault. Figure 5 presents the mesh in section C3 (without joint elements) and S3 (with joint elements). Initial simulations were conducted to define the size and meshes that give the same average convergence in the drift in each section for an elastic calculation with an isotropic intact material. The mesh size is $L = 60$ m, where L is the distance from the drift centre to the model boundary, and complies with the usual condition $L > 10 D$ (D is the diameter of the drift).

In situ stress determinations were performed in 1995 and 1999 with Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures (HTPF method). Rejeb and Tijani (2002) report the experimental results and compare them to the results of finite element calculations in which they take the site topography into account. Experimental data show a considerable dispersion, which makes interpretation complex. The following conclusions can be drawn from that study:

- the stress field is linearly dependent on depth.

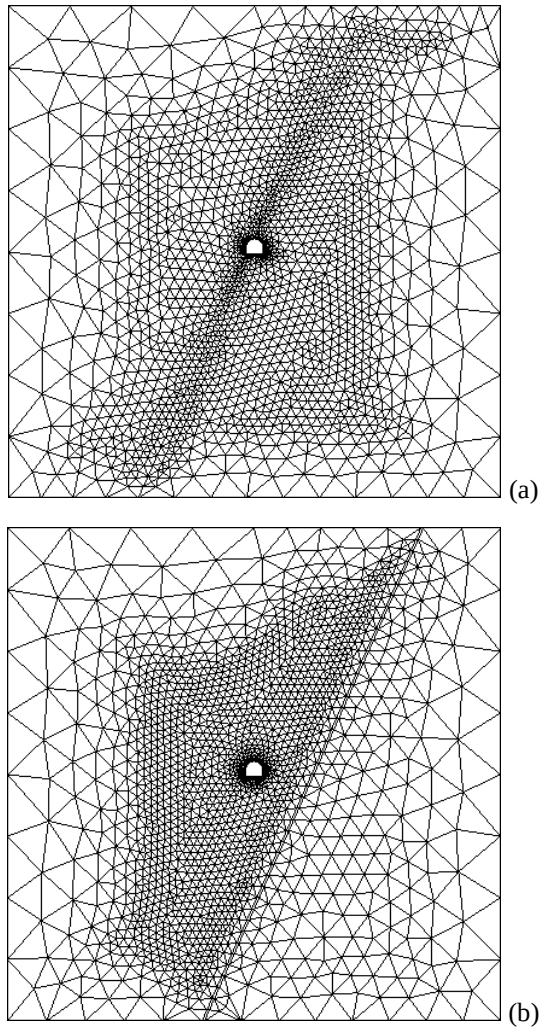


Figure 5: Finite element mesh: (a) section C3, (b) section S3, with joint elements

- the maximum and minimum stresses are between 4 MPa and 6 MPa. The horizontal principal stress is oriented 162° with respect to the north.

For the 2D calculation, the following assumptions were made:

- the initial stress field is isotropic ($\sigma_H = \sigma_V = 4 \text{ MPa}$).
- the principle stresses are vertical and perpendicular to the drift sections.

A study of the K_0 (horizontal stress divided by vertical stress) influence (non-isotropic stress field) on the drift convergence is presented in Section 5.

4.2 Constitutive behaviour

The laboratory test confirms that the argillites behaviour is orthotropic. The strain perpendicular to the bedding plane is greater than the strain parallel to the bedding plane. In the generalised Hooke's law the elastic parameters are as follows (Rejeb et al., 1999):

$$E_1 = 27680 \pm 4040 \text{ MPa and } \nu_{12} = 0.17 \pm 0.03$$

$$E_2 = 9270 \pm 490 \text{ MPa and } \nu_{23} = 0.20 \pm 0.03$$

$$G_{12} = 3940 \pm 480 \text{ MPa}$$

Where E_1 , E_2 are respectively the Young's moduli parallel and perpendicular to the bedding plane, G_{12} is the shear modulus, ν_{ij} is the Poisson ratio.

The uniaxial compressive stress ranges from 13 to 32 MPa. The maximal strength measured is between 20 and 57 MPa. The main mechanism of failure is the extension and sliding of the stratification planes. If a Coulomb criteria is applied to analyse the failure mechanism, the cohesion ranges between 6.7 and 10.8 MPa with a friction angle of 20° .

Different models were considered for the fractured and unfractured zones. And three classical rheological laws were used: isotropic linear elasticity, orthotropic linear elasticity and elastoplasticity.

The fractured zone is considered as a "damaged zone" as defined by Kachanov (1958). The damage mechanic offers a possible method for examining the behaviour of brittle geomaterials, where the damage is interpreted as a reduction in elastic stiffness due to microvoids or other microdefects generation. Damage models were not used in this work, but the material in the fractured zone was considered to be initially damaged. This means that the elastic stiffness of the fractured zone is less than the one of the unfractured zone.

Elastic joint elements, defined by a normal stiffness (K_n) and a shear stiffness (K_s), were also used to model the major fault.

5 CALCULATION RESULTS

A finite element code CASTEM2001, developed by the CEA (Commissariat à l'Energie Atomique), was used. For each type of model (isotropic linear elasticity, orthotropic linear elasticity and elastoplasticity) and for each set of parameters, calculations were run for the 7 defined sections. From all these calculations, the convergence along each cord and the average convergence (defined as the average of the 8 cords' convergences) were determined and compared to the experimental data measured in the western drift at the end of the excavation. One case was studied where neither the fault nor the fractured zone were considered, and where the convergence results were compared to the eastern drift convergence.

5.1 Elastic modelling

The simplest constitutive behaviour used was the isotropic linear elasticity defined by two coefficients (Young's modulus and Poisson's ratio). The parameter values used were calibrated to obtain the convergence measured on the CE cord in the eastern

gallery. Figure 6 shows the average convergence calculated in each section when the Young's modulus (E') in the fractured zone decreases from E (Young's modulus in the unfractured zone) to $0.1 \cdot E$ with a constant Poisson's ratio. The drift convergence increases when the Young's modulus of the fractured zone decreases, especially where the drift is entirely surrounded by the fractured zone (sections S1 to S6). The average convergence in these sections is multiplied by seven when the Young's modulus is divided by 10.

At the same time, the average convergence in sections C1 and C2 is multiplied by 1.5. The tunnel convergence is sensitive to Young's modulus changes. The average convergences measured in situ are between $0.25 \cdot E$ and $0.5 \cdot E$. But the convergence recorded on the BD and BE cords are better modelled with a Young's modulus larger than $0.5 \cdot E$. The drift convergence is slightly sensitive to Poisson's ratio changes. An increase of 10 % of the Poisson's ratio in the fractured zone shows nearly the same convergence values.

Experimentally, the claystone has been found to be orthotropic. The orthotropic linear elasticity behaviour law has been used to model the drifts convergence. The parameters used in the model were the ones that had been determined experimentally on samples. The same calculations as in the isotropic case were conducted. Figure 7 shows the influence of the Young's modulus (in this case the two Young's moduli, E_1 and E_2 , decrease by the same ratio). In the fractured zone, the Young's moduli are E_1' and E_2' and equation 1 is verified.

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{E_1'}{E_2'} = Cst \quad (1)$$

The first observation reveals that when any fractured zone is considered ($E_1'/E_1=1$), the calculated convergence is smaller (80 %) than the experimental one, except for the CD cord, where the two convergences are nearly equal. When the Young's modulus decreases in the fractured zone, the convergence increases drastically. In fact the orthotropic and isotropic calculations show the same convergence trend. The Poisson's ratio change slightly affects the drifts' convergence. Changes in the Young's modulus have the biggest impact on the amplitude of the drift convergence.

5.2 Influence of in situ stress field

The in situ stress measurements show some dispersion of the stresses. If the extreme values are taken into account, K_0 defined as the ratio of the horizontal stress divided by the vertical stress, can

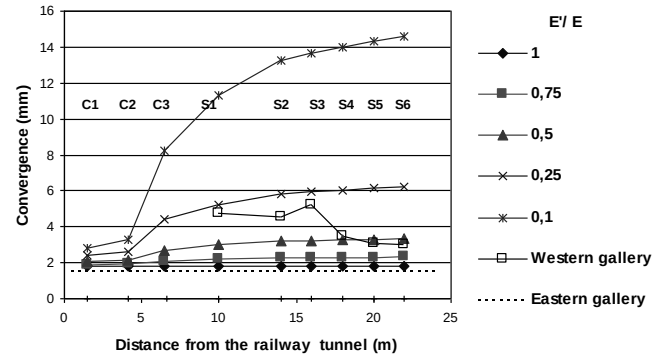


Figure 6: Average convergence in the western drift: influence of the Young's modulus in isotropic linear elastic calculation

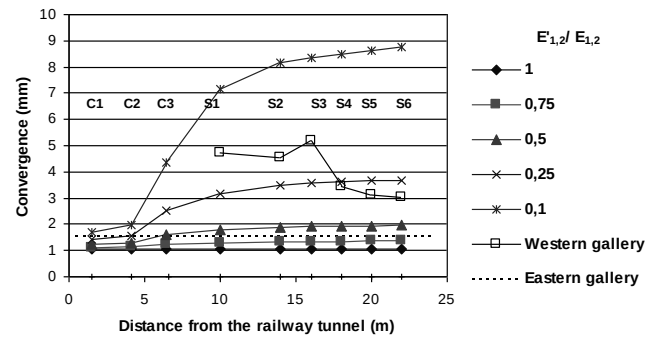


Figure 7: Average convergence in the western drift: influence of the Young's modulus in orthotropic linear elastic calculation

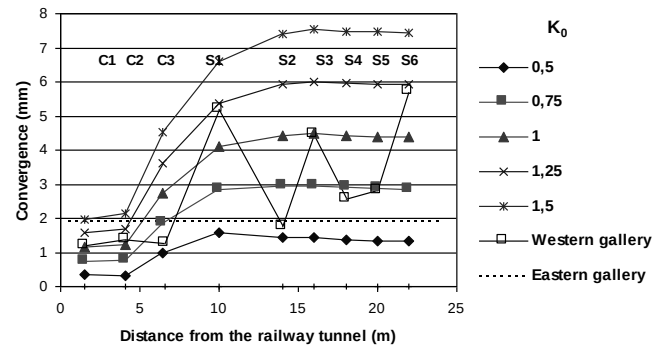


Figure 8: Average convergence in the western drift: influence of K_0

vary between 0.5 and 1.5. The influence of K_0 changes is shown in figure 8. The vertical stress remains constant and equal to 4 MPa. The behaviour is orthotropic elastic and the fractured zone has a reduced Young's modulus (divided by 4). The maximum convergence along the BD cord varies between 1.3 mm and 7.5 mm when K_0 changes from 0.5 to 1.5. This shows that the initial stresses play an important role and have to be well considered in the modelling definition. The initial choice of K_0 equal to 1, seems to be a reasonable one.

5.3 Influence of the major fault

In the above calculations, the major fault is not considered. The fault is modelled by elastic joint elements with normal and shear stiffness (Fig. 4b). To properly identify the impact of the fault on the drift convergence, the fractured zone is not considered. The model is a single fault in a homogenous orthotropic linear elastic rock. Preliminary direct shear tests on joints samples (size 6 cm x 6 cm) were conducted in the laboratory. The normal (K_n) and shear (K_s) stiffnesses are of the same order. But, with the well known scale effect on joints, it is difficult to extrapolate this value to the fault. Assumption is being made that the normal and shear stiffnesses are equal, and a parametric study with decreasing values of normal and shear stiffnesses. For high values, the joint is very rigid and the calculated drift convergence is equal to the one calculated without any joint elements. Figure 9 shows the evolution of the average convergence in each section. A drastic decrease in joint stiffness has little influence on drift convergence, except in section C3, where the fault goes through the drift itself (Fig. 4a). In this case, the convergence is considerable for low stiffness values, showing that the presence of a fault modelled by elastic joint affects the drift convergence only if the fault crosses the gallery. However, a decrease in normal stiffness increases the convergence more than a decrease in shear stiffness.

Calculations with different joint thicknesses give the same result, and increasing the thickness from 0.5 m to 1 m does not modify the result.

In the model, the impact on the drift convergence of a fault represented by joint elements with an elastic behaviour, is small, except when the fault is near the drift. However, joint elements could be useful if the experimental data show greater convergence in a particular section. For example, the convergence in section S3 is greater than the ones measured in sections S2 and S4. The structural mapping of the floor (Fig. 4) shows that a fracture crosses the tunnel at section S3. Better convergence results could be obtained if this fracture is taken into account in the numerical model. But better joint behaviour has to be tested, especially elastoplastic behaviour, in which a maximal traction and a joint opening are defined.

5.4 Elastoplastic modelling

The elastoplastic constitutive behaviour is an isotropic associated Drucker Prager model. The

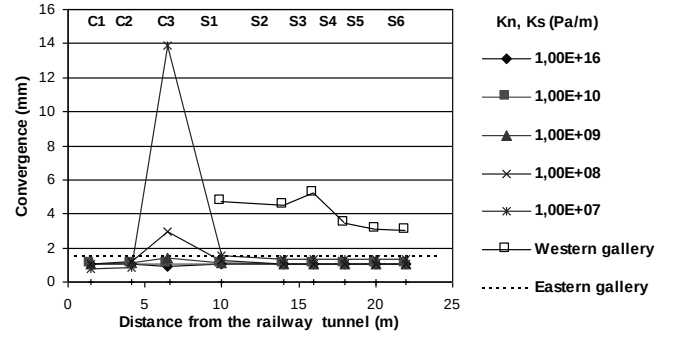


Figure 9: Average convergence in the western drift: influence of a single fault modelled by elastic joint elements

failure criteria is defined by equation 2:

$$\sqrt{3J_2} + \alpha I_1 = K \quad (2)$$

where I_1 and J_2 are the first and second invariant of the stress tensor, α and K are two constants defined (in the mechanical convention, where compressive stress is negative) by:

$$\alpha = \frac{|R_c| - R_t}{|R_c| + R_t} \quad \text{and} \quad K = 2 \frac{|R_c| R_t}{|R_c| + R_t} \quad (3)$$

where R_c and R_t are the uniaxial compressive strength and the tensile strength respectively.

Around the drift, compressive stresses are due to the excavation itself. A parametric study of the uniaxial compressive strength (σ_c) was conducted. The compressive strength decreased from 25 MPa (average value of the measured compressive strength) to 1 MPa in the fractured zone and remained constant in the unfractured zone. Figure 10 shows the average convergence for different levels of compressive strength.

The first observation is that the calculated convergence by using the elastoplastic law is equal to the one calculated by the isotropic elastic law. In fact, during the gallery excavation, no plastic strain occurs with this type of criteria and for this level of compressive strength. This means that the changes in the stress field around the drift, mainly due to the stresses rotation, are not big enough to reach the failure criteria. Seismic refraction studies by Cabrera et al., (1999) established an EDZ of 15 cm to 65 cm in the eastern and western gallery. The calculations with the perfect Drucker Prager model and the parameters identified by laboratory test give no plastic zone. The model is unsuited for representing this behaviour, or else the parameter determined in

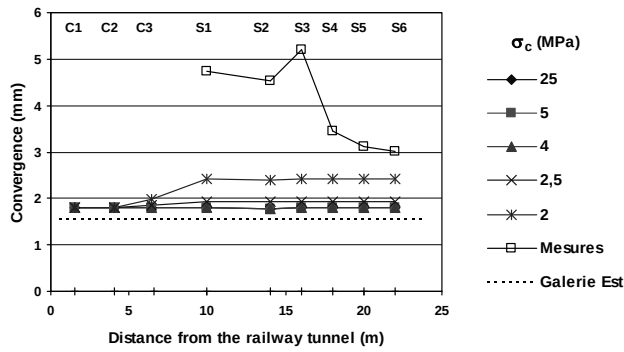


Figure 10: Average convergence in the western drift: influence of compressive strength in a elastoplastic calculation (perfect Drucker-Prager model)

the laboratory overestimates the in situ parameters (owing to the size of the sample).

When the compressive strength is decreased in the fractured zone, the gallery convergence is not affected in section C1 and C2. In those two sections, the drift passes through unfractured rock. The main changes in stresses due to the excavation are localized close to the drift and the changes in the far field are small. That is why the decrease in the plastic limit does not affect the convergence of the drift.

In sections S1 to S6, the drift passes through the fractured zone. Plastic points occur if the uniaxial compressive strength is lower than or equal to 4 MPa. For lower values, the drift convergence increases owing to an increase in the plastic strains around the drift. It is worth noting that the convergence is the same in sections S1 to S6. This confirms that the plastic strains occur close to the drift and that the far field plastic behaviour does not affect the convergence because the changes in the far stress field are small. Figure 11 show the intensity in X direction of the plastic strains around the drift in section S2. The distribution is symmetrical around the drift. The presence of two different materials with different plasticity limits does not affect the distribution of the plastic strain around the drift. The distribution of plastic strain is similar to the one obtained in a calculation where there is an only a fractured zone. In section C3, the drift passes through two different zones, the fractured and the unfractured one. The plastic limit is different in the two zones, and no plastic strain occurs in the unfractured zone. In this case the presence of two different zones produces an asymmetrical distribution of the plastic zone (Fig. 12).

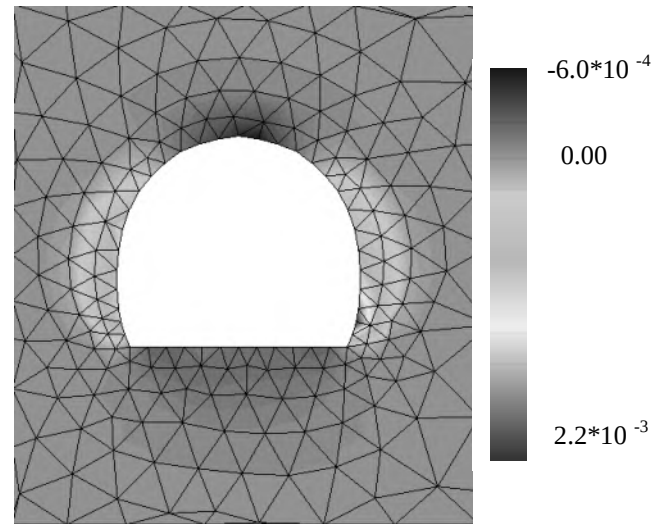


Figure 11: Horizontal plastic strains in section S2 (the drift crosses through the fractured zone)

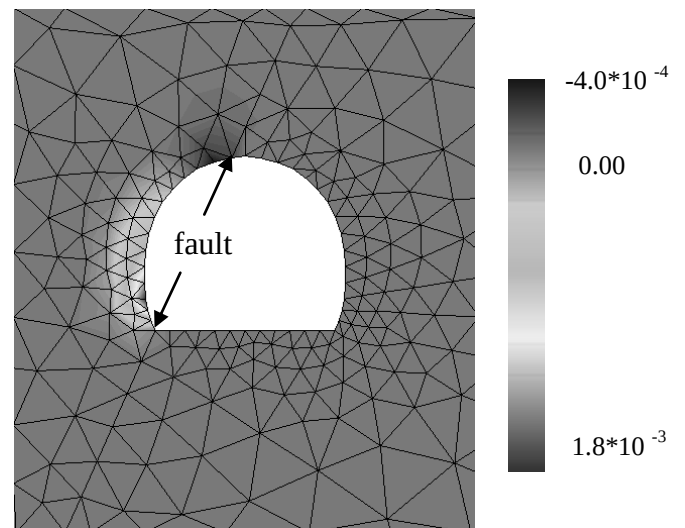


Figure 12: Horizontal plastic strains in section C3 (the fault crosses through the drift, left side fractured zone, right side unfractured rock mass)

6. CONCLUSIONS AND PERSPECTIVES

This study is the preliminary step for a complete 3D modelling of the Tournemire site to better understand how to model the fault and the fractured zone. Two different zones, a fractured one and an unfractured one, separated by a principal fault, were considered in 2D sections. The fractured zone is considered as an homogeneous zone with reduced mechanical properties in terms of elastic and plastic properties. Different simple behaviours such as isotropic linear elasticity, orthotropic linear elasticity and elastoplasticity were tested and the calculated drift convergences were compared to the in situ measured ones.

The elastic calculations show that the convergence is slightly sensitive to Poisson's ratio changes, but very sensitive to the Young's modulus

changes. Laboratory tests show an orthotropic behaviour. If the measured orthotropic parameters are used in the model, the convergence in the unfractured case is underestimated. For the orthotropic behaviour the Young's modulus in the fractured zone must be divided by four to obtain the same convergence. The in situ stress measurements show some dispersion of the stresses, that why the choice of initial condition is important. If the extreme stresses values are taken into account, the K_0 coefficient varies between 0.5 and 1.5 and the average convergence between 1 mm and 7 mm.

The fault was model by elastic joint elements. The difference between the results calculated with and without elastic joint elements is significant when the fault crosses the gallery or is close to the gallery. If the fault is not close to the gallery, no matter how the joint is modelled, the convergence is not modified. The thickness of the joint element (from 0.5 m to 1 m) does not affect this result. A decrease in normal stiffness increases tunnel convergence more than a decrease in shear stiffness.

The convergence and extension of the plastic zone is not affected by a change in the plasticity limit of the far field. The plastic zone stretches close to the tunnel due to the material properties in the neighbourhood of the tunnel. The plastic zones in each sections, except C3 where the drift passes through two different materials, are symmetrical around the tunnel. The perfect Drucker Prager model, used with the compressive strength measured in laboratory test, gives no plastic zone. Other elastoplastic laws, especially with a non-associated flow rule, will have to be tested.

The fractured zone must be regarded as a damage zone with reduced mechanical properties. Further study will have to be conducted on the elastoplastic behaviour of the rock masses and the fault. In particular, an orthotropic elastoplastic criteria with a non-associated flow rule seems to be better suited to modelling the behaviour of the fractured zone.

REFERENCES

- Boisson J.-Y., Cabrera J., Bertrand L., Heitz J.-F., Mesures de très faibles perméabilités in-situ et en laboratoire sur les argilites de Tournemire (Aveyron). Méthodologies comparées et effet d'échelle, 1998, Bull. Soc. Géol. France, t.169, n°4, pp.
- Cabrera J., Volant P., Baker C., Pettitt W. & C., Pettitt W. & Young R.P. (1999) Structural and geophysical investigations of the EDZ in indurated argillaceous media: the tunnel and the galleries of the IPSN Tournemire site, France. Proc. Of the 37 th U.S. Rock Mech. Sympo. Vail/USA/ 6-9 june 1999, pp. 957-964
- Eberhardt E., 2001, Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 499-518
- Hoffman E. L., Ehgartner B. L., 1998, Using three dimensional structural simulations to study the interactions of multiple excavations in salt, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 35:4-5, Paper No. 84
- Kachanov L.M., 1958, time of rupture Process under Creep Conditions, Isv. Akad. Nauk SS Otd. Teck., Vol. 8, pp. 26-31
- Knight J.L., 2001, Prediction of the hydro-mechanical response during shaft sinking for the proposed Nirex Rock Characterisation Facility near Sellafield, Cumbria, United Kingdom, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 5-16
- Kobayashi A., Fujita T., Chijimatsu M., 2001, Continuous approach for coupled mechanical and hydraulic behavior of a fractured rock mass during hypothetical shaft sinking at Sellafield, UK, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 79-94
- Nguyen T.S, Borgesson L., Chijimatsu M., Rutqvist J., Fujita T., Hernelind J., Kobayashi A., Ohnishi Y., Tanaka M., Jing L., 2001, Hydro-mechanical response of a fractured granitic rock mass to excavation of a test pit -the Kamaishi Mine experiment in Japan, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 79-94
- Niandou H., Shao J.F., Henry J.P. & Fourmaintraux D. (1997) Laboratory investigation of the mechanical behaviour of the Tournemire shale. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34, n°1, pp. 3-16
- Rejeb A. (1999) Mechanical characterisation of the argillaceous Tournemire site (France) Proc. Of the Int. Conf. On Rock Eng. Tech. For site Cha. Bangalore/India/6-8 december, pp. 45-50
- Rejeb A., Humbert B & Vouille G. (1999) Projet Tournemire, Programme mécanique, caractérisation du comportement mécanique au laboratoire. Rapport IPSN/SERGD 99/07
- Rejeb A., Bruel D., 2001, Hydromechanical effects of shaft sinking at the Sellafield site, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 17-29
- Rejeb A. & Tijani M., (2002) Champ de contrainte dans les argilites de Tournemire: Mesure in situ et interpretation, Revue Française de Génie Civil, accepted
- Rutqvist J., Borgesson L., Chijimatsu M., Nguyen T.S., Jing L., Noorishad J., Tsang C.-F., 2001, Coupled thermo-hydro-mechanical analysis of a heater test in fractured rock and bentonite at Kamaishi Mine-comparison of field results to predictions to four finite element codes, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci. 38, pp. 129-142

Evaluation of the openings stability in tectonic and seismic areas

N.N. Fotieva & A.S. Sammal

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

N. Bulychev

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

ABSTRACT: The method of determining the state of stress, and of evaluating the rock mass stability around openings of an arbitrary cross-section shape, located in tectonic and seismic areas, is proposed in the paper presented. The method allows to take into account firstly, the initial stresses in the rock mass, the principal axes of which may be inclined to the horizontal and the vertical, secondly, the possible effect of long longitudinal and shear seismic waves spreading in different directions in the plane of the opening cross-section during Earthquakes, and thirdly, the influence of the rock mass technological heterogeneity i.e. a change of rocks deformation and strength characteristics with increasing the distance from the opening surface caused by weakening of rocks due to drilling-and-blasting operations, strengthening them by grouting etc.

1 INTRODUCTION

One of the ways of evaluating the rock stability around underground openings is to use the approach suggested in the work by Bulychev & Fotieva (1977). According to this approach the maximal size (along the normal to the opening cross-section outline) of so called conditional zone of non-elastic deformations (i.e. an area in which stresses obtained from the solution of the corresponding plane problem of the elasticity theory do not satisfy the Mohr-Coloumb strength condition) is being assumed as a criteria for determining the category of the opening stability in accordance with a certain classification.

That approach is being successfully developed at Tula State University by taking into account the influence of technological heterogeneity of rocks, i.e. changing deformation and strength characteristics with increasing distance from the opening surface. This change may be caused by a weakening of the rock mass due to drilling-and-blasting operations or strengthening the rock mass by grouting etc. That influence may be substantial especially for openings located in tectonic and seismic regions.

The paper describes a method of determining the stress state and evaluating the rock mass stability around openings of an arbitrary cross-section shape located in tectonic and seismic areas. The method allows to take into account the initial stresses in the rock mass the principal axes of which may be in-

clined to the horizontal and the vertical, the possible action of long longitudinal and shear seismic waves of different directions spreading in the plane of the opening cross-section at the Earthquakes and the influence of the rock mass technological heterogeneity.

2 THE DESIGN METHOD

The design method is based on analytical solutions of the corresponding plane problems of the elasticity theory for a multi-layer ring of an arbitrary form simulating the heterogeneous part of the rock mass supporting the opening in a linearly deformable homogeneous isotropic medium simulating the rock mass in a natural condition.

The design scheme for determining the state of stress in the rock mass around the opening subjected to tectonic forces is given in Figure 1.

Here, the infinite linearly deformable medium S_0 , mechanical properties of which are characterised by the deformation modulus (E_0) and the Poisson's ratio (ν_0), and the ring layers S_j ($j=1,...,N$) from materials possessing the deformation characteristics E_j, ν_j ($j=1,...,N$) simulate correspondingly the rock mass in a natural condition and the heterogeneous part of the rock mass around an opening.

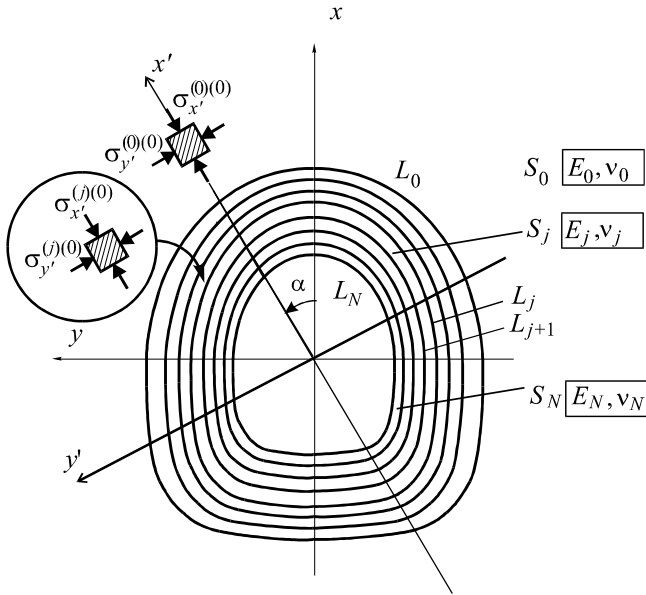


Fig.1. The design scheme for determining the stress state around an opening located in the tectonic area

The medium S_0 and the ring layers S_j ($j = 1, \dots, N$) undergo deformation together i.e. conditions of continuity of vectors of displacements and complete stresses are satisfied on the contact lines L_j ($j = 0, \dots, N-1$). The internal outline of the ring L_N is free from loads.

The action of tectonic forces is simulated by a presence of initial stresses in areas S_j ($j = 0, \dots, N$) the main axes of which $0x'$, $0y'$ are inclined to the vertical and the horizontal under an arbitrary α angle:

$$\sigma_{x'}^{(j)(0)} = -N_1, \quad \sigma_{y'}^{(j)(0)} = -\xi N_1, \quad \tau_{x'y'}^{(j)(0)} = 0, \quad (1)$$

$$(j = 0, \dots, N-1)$$

where N_1 is a main stress, $\xi = N_2 / N_1$ is a relation between main initial stresses in an intact rock mass.

The action of the rock's own weight may be considered as a particular case when

$$N_1 = \gamma H, \quad N_2 = \lambda \gamma H, \quad \alpha = 0, \quad (2)$$

where γ is the rock's unit weight, H is the depth of the tunnel, λ is the lateral pressure coefficient in an intact rock mass.

The problem described has been solved with the application of the complex variable analytic functions theory using the apparatus of conform mappings and complex series (Muskhelishvili 1966). The main feature of the solution is obtaining the recurrent relationships connecting the coefficients of

the Laurent series characterising the complex potentials regular in contacting areas from the boundary conditions on the contact lines. It allows to avoid the solution of systems with a big number of algebraic equations because the system being obtained by the substitution of those recurrent relationships in the boundary condition on the internal outline L_N has the same order as the one in the solution of the similar problem for the unsupported opening. It offers the opportunity of fixing many thick layers in the part of medium simulating the heterogeneous part of the rock mass for the approximation with the necessary accuracy of any law of the deformation modulus changing. The computer program developed allows up to 25 layers to be under consideration.

As a criteria of an opening stability a maximal size $l_{\max}$ (along the normal to the opening cross-section outline) of so called conditional zones of non-elastic deformations i.e. areas where stresses obtained from elastic solutions do not satisfy the Mohr-Coloumb strength condition is assumed (taking the possible change of the rock cohesion coefficient in the heterogeneous part of the rock mass into account).

With the aim of determining the boundaries of conditional zones of non-elastic deformations the following equation is being numerically solved:

$$V = (\sigma_\theta - \sigma_\rho)^2 + 4\tau_{\rho\theta}^2 -$$

$$- (\bar{\sigma}_\rho + \bar{\sigma}_\theta + 2\frac{C}{N_1} \text{ctg} \varphi)^2 \sin^2 \varphi = 0 \quad (3)$$

where

$\bar{\sigma}_\rho = \sigma_\rho / N_1$, $\bar{\sigma}_\theta = \sigma_\theta / N_1$, $\bar{\tau}_{\rho\theta} = \tau_{\rho\theta} / N_1$ – coefficients of stresses concentration in points of areas S_j ($j = 0, \dots, N$) in a system of curvilinear co-ordinates ρ, θ , connected with a conform mapping of the exterior of a unit circle on the exterior of the L_N outline; C, φ are the rock cohesion coefficient and internal friction angle in corresponding areas.

For evaluating the rock mass stability the classification given in Table 1 may be applied (Bulychev & Fotieva 1977).

In evaluating the rock stability around openings located in seismic areas, it is necessary to take into account the longitudinal and shear waves spreading in the rock mass generating due to Earthquakes having different velocities and their combinations and directions respectively to the opening are unknown in advance.

ble1. Classification of rock excavations on stability

Stability category	Degree of the rock stability	Criteria
I	Absolutely stable	$l_{\max} = 0$
II	Stable	$0 \leq l_{\max} \leq 0.2 \text{ m}$
III	Quite stable	$0.2 \text{ m} \leq l_{\max} \leq 0.4 \text{ m}$
IV	Unstable	$0.4 \text{ m} < l_{\max} \leq 1 \text{ m}$
V	Absolutely unstable	$l_{\max} > 1 \text{ m}$

That is why the method developed is based on determining the envelope boundaries of conditional zones of non-elastic deformation obtained at different combinations and directions of seismic waves of different kinds spreading in the plane of the opening cross-section after summing up stresses caused by seismic waves with the ones caused by the action of tectonic forces or of the rocks own weight.

With this aim the two quasi-static problems of the elasticity theory for a multi-layer ring supporting the opening of an arbitrary form in a homogeneous isotropic medium are considered. The design schemes are shown in Figure 2a, b.

In the first problem (Fig.2a) the medium undergoes a double-axis compression on the infinity simulating the action of an arbitrary directed long longitudinal wave, in the second problem (Fig.2b) the medium is subjected to a pure shear on the infinity simulating the action of an arbitrary directed long shear wave. The stresses on the infinity are expressed by formulae (Guide on designing... 1996):

$$P = \frac{1}{2\pi} A k_1 \gamma c_1 T_0, \quad \xi = \frac{v_1}{1 - v_1},$$

$$S = \frac{1}{2\pi} A k_1 \gamma c_2 T_0, \quad (4)$$

where A is the coefficient corresponding to the Earthquake intensity, k_1 is the coefficient taking admissible damages into account, γ is the soil unit weight, c_1 , c_2 are speeds of longitudinal and shear waves spreading, T_0 is the prevailing period of the soil particles oscillations.

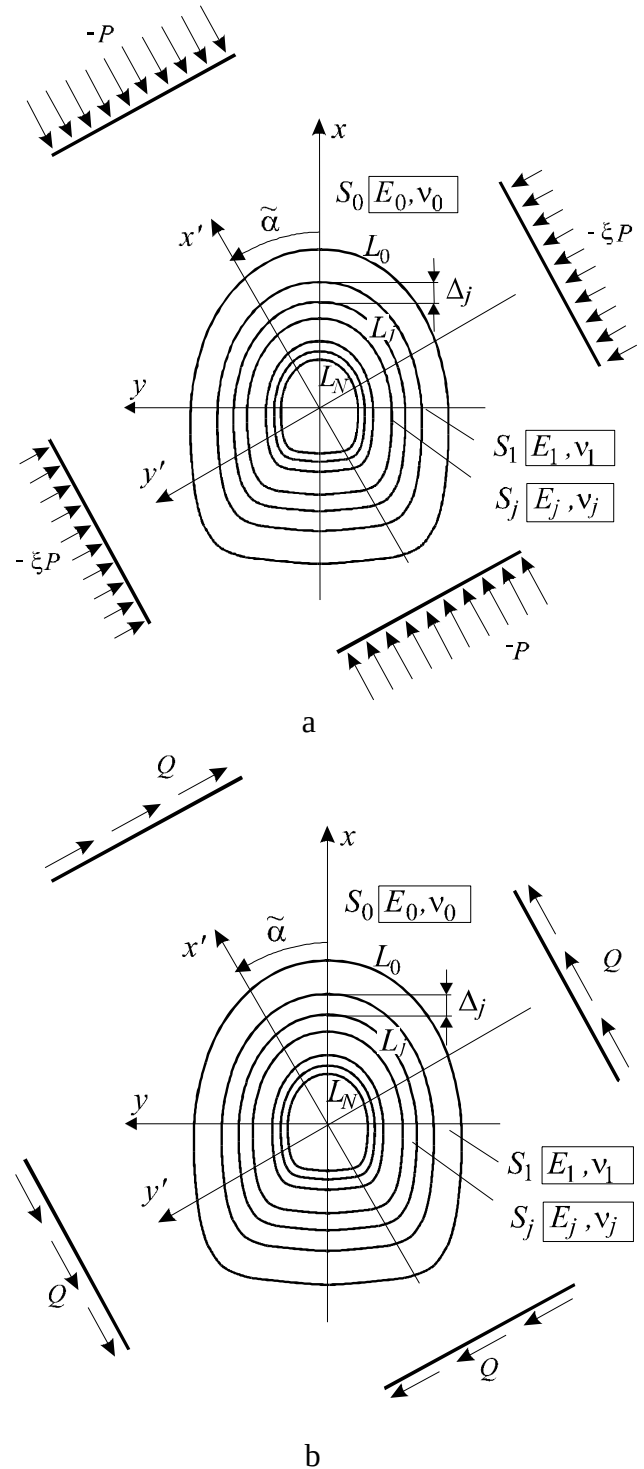


Fig.2. Design schemes for determining stresses around the opening caused by the action of longitudinal (a) and shear (b) seismic waves

The analytical solutions of the problems, shown in Figure 2a, b, have been obtained by the way similar to the one mentioned above.

For taking the variety of seismic effects into account 8 combinations of waves are considered changing the angle of their falling in limits $0 \leq \alpha \leq 2\pi$ with a certain step and summing up the obtained stresses with the ones caused by tectonic or gravitational forces.

Those combinations are the following:

$$\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= \sigma_0 \pm \sigma^{(P)}, \quad \sigma_{3,4} = \sigma_0 \pm \sigma^{(S)}, \\ \sigma_{5,6,7,8} &= \sigma_0 \pm (\sigma^{(P)} \pm \sigma^{(S)}),\end{aligned}\quad (5)$$

where a symbol σ signifies all the components of the stress tensor, σ_0 are stresses caused by tectonic or gravitational forces, $\sigma^{(P)}, \sigma^{(S)}$ are stresses caused by longitudinal and shear waves correspondingly.

All of those combinations of stresses obtained at different values of the α angle are substituted in the expression (3) and the maximal values $V_{\max}$ are determined. Points in which a sign of $V_{\max}$ is changed belong to the boundary of the conditional zone of non-elastic deformations occupying the area where $V_{\max} > 0$.

The example of the design is given below.

The opening of 3.6 m width and 2.75 m height (the average radius is $\tilde{R} = 1.57$ m) is considered at the following input data: $E_0 = 16000$ MPa, $\nu_0 = 0.3$, $C_0 = 0.9$ MPa, $\gamma = 0.024$ MN/m³, $\lambda = 0.43$, $H = 200$ m, $\alpha = 35^\circ$, $Ak_1 = 0.1$, $T_0 = 0.5$ s.

Dependencies of the rock deformation modulus and cohesion coefficient on the r distance from the opening surface are (Rukin & Ruppeneit 1969, Kartoza 1999):

$$\begin{aligned}E(r) &= E_0 \left[1 - a \left(\frac{r}{\tilde{R}} \right)^{-n} \right], \\ C(r) &= C_0 \left[1 - b \left(\frac{r}{\tilde{R}} \right)^{-k} \right]\end{aligned}\quad (6)$$

where the parameters $a = 0.97$, $n = 2.8$, $b = 0.86$, $k = 2.6$ were assumed.

The heterogeneous part of the rock mass around the opening has been simulated by eight layers S_j ($j = 1, \dots, 8$).

The boundary of zone of non-elastic deformations is shown in Figure 3 by a solid line. For comparison the same boundary obtained without seismic effects to be taken into account is given by a dash line (the maximal size is given in parentheses).

As one can see from the results obtained the influence of seismic waves on the opening stability may be substantial. So, the increasing of the maximal size

of that zone in the case considered exceed 50 %.

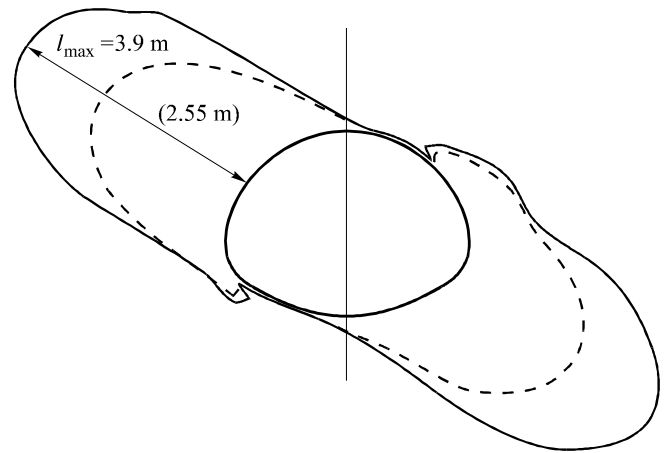


Fig. 3. Conditional zones of non-elastic deformations

CONCLUSION

The method of evaluating the rock mass stability around openings located in tectonic and seismic areas is proposed. The corresponding computer program allows to take any law of changing the deformational and strength characteristics of rocks due to drilling-and-blasting operations, as well as strengthening by grouting etc. into account for practical purposes.

ACKNOWLEDGEMENT

The work is supported by Grant of Russian Foundation for Basic Research N^o 01-05-64027.

REFERENCES

- Bulychev N.S. & Fotieva N.N. Estimation of stability of rocks surrounding mining openings. *Mining construction*, N3, 1977, 16-22.
- Fotieva N.N. & Sammal A.S. Determining stresses around workings taking rock technological heterogeneity into account. Proc. of the International Symposium on Modern Mining Technology, October 1988, Shandong Institute of Mining and Technology, Taian, Shandong, P.R.C., 1988, 286-293.
- Guide on designing underground structures in seismic areas, Informative centre TIMR, Moscow, 1996.
- Kartoza B.A., 1999. *Building geotechnology*. Moscow, MGGU.
- Muskhelishvili N.I., 1966. *Some basic problems of mathematical theory of elasticity*. Moscow, Nauka.
- Rukin V.V. & Ruppeneit K.V. 1969. *Mechanism of pressure tunnel interaction with rock mass*. Moscow, Nauka.

Petrol ve doğal gazın yeraltında depolanması

Underground storage of natural gas and petroleum

M.Z. Sunu,
Muğla Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Muğla

S. Çelik,
Yıldız Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maslak, İstanbul

ÖZET: İnsanlığın en önemli ve vazgeçilmez ihtiyaçlarından birisi enerjidir. Kişi başına düşen enerji tüketimi günümüzde gelişmişliğin en önemli ölçütlerinden birisidir. Petrol ve doğal gaz gerek tüketim miktarları ve stoklanabilmesi, gerekse ülkemizin bunların ithalatına ayırdığı pay açısından oldukça önemlidir. Özellikle petrol ve doğal gaz ülkelerin ekonomik göstergelerini etkilemekte ve fiyatlarındaki artışlar enflasyon, kalkınma hızı, istihdam vb birçok konuda kendini hissettirmektedir. Bu gerçekler ışığında petrol ve doğal gazın büyük miktarlarda depolanması gerektiği ortaya çıkmaktadır. Gelişmiş ülkelerde bu yakıtların yıllık tüketiminin en az yarısı stratejik rezerv olarak stoklanmaktadır. Bu rezervler bazı gelişmiş ülkelerde yıllık tüketimin katları düzeyinde olabilmektedir. Bu ülkeler dünyada oluşan petrol ve doğal gazın fiyat artışlarından ve bunlara bağlı krizlerden en az düzeyde etkilenmektedirler. Yeraltı petrol ve doğal gaz depolarının özellikle gelişmiş ülkelerde hızla artmasında birçok avantajlarının olması belirleyici olmuştur. Bu bildiride konunun Türkiye için önemi belirtilmekte ve gelişmiş ülkelerde bulunan çeşitli yeraltı petrol ve doğal gaz depolarının yapım tekniklerinden bahsedilmektedir.

ABSTRACT: Since the very earliest days of civilisation, humans has sought shelter, security and comfort by using underground structures. Underground space offers a stable and safe place for many types of human, industrial and infrastructural activities. Large scale storage of oil and petroleum products in unlined rock caverns began in Scandinavia in the 1950s, although underground storage had been used before, for strategic reasons. The main benefits of underground structures are resistance and good protection to conditions such as thermal, severe weather, fire, explosion hazards, vibration, noise, industrial accidents and most of all, excellent resistance to earthquakes. The main purpose of this paper is to underline the fundamentals and promote these engineering techniques which is not well known in Turkey.

1 GİRİŞ

Birçok gelişmiş ülkede petrol ve doğalgaz stratejik ve ekonomik amaçlarla yeraltı boşlukları ve depolarında saklanmaktadır. Ülkemizde sanayi, ulaşım ve ısınma amaçlı kullanımın artışına paralel olarak petrol ve doğal gaz kullanımı da artmaktadır. Ülke çapında petrol ve doğalgaz depolanması için yeraltının kullanılması bu hammaddelerin temininde herhangi bir problem yaşandığında ülkemizin etkilenmemesini veya en az düzeyde etkilenmesini sağlayacaktır.

Günlük basında da kolayca takip edilebileceği üzere enerji kısıntı ve kesintileri Türk ekonomisini olumsuz şekilde etkilemekte ve ülkenin rekabet gücünü azaltmaktadır. (çeşitli gazetelerin internet siteleri) Hatırlanacağı üzere 1994 yılı başlarında Ukrayna ve Rusya arasındaki doğalgaz bedelini ödeme konusunda çıkan bir anlaşmazlık sonucu

özellikle Trakya bölgesinde doğalgaza bağımlı sanayi kuruluşları uzun süre enerjisiz kalmış ve ülkemizde doğalgazın depolanması gerektiği ancak o gün anlaşılmıştır. Ülkemizde sık sık ortaya çıkan doğalgaz kesintilerinden bir diğeri ise, 10 Kasım 1999 tarihinde doğal gaz basıncının düşmesi ile tüm Türkiye'de hissedilen problem; Cezayir'den gelen doğalgaz yüklü bir geminin hava muhalefeti ve çapa arızası nedeniyle Marmara Ereğli'sindeki terminale yanaşamaması sonucu ortaya çıkmıştır. Sanayiciler doğalgaz kesintilerinin neden olduğu üretim kaybını % 10-20 düzeyinde olduğunu ifade etmektedirler. 2001 sonu ve 2002 yılı başında meydana gelen daha da trajikomik bir olay ise Türkiye'deki ekonomik kriz sonucu gerek sanayi sektörü gerekse konutlarda –çok çetin kış koşullarına rağmen- doğalgaz talebindeki aşırı düşüş ve stoklama imkanı bulunmadığından ülke olarak ithal etmeyi taahhüt

ettiğimiz fakat tüketemediğimiz doğalgaza yüklü miktarda döviz ödememizdir.

Dünyada birçok ülke gibi Türkiye'de yeraltı yapılarından faydalanılması için gerekli jeolojik koşullara sahiptir. Dünya'nın birçok gelişmiş ülkesinde bulunmasına rağmen, Türkiye'de şu anda mevcut olmayan yeraltı petrol ve doğalgaz depolarının inşası ile ülkemiz hem enerji ulusal enerji temininde daha güvenli konumda olacak hem de ekonomisi, sanayisi ve savunması olumsuz yönde etkilenmeyecektir.

2 ARTAN NÜFUS, GELİŞEN EKONOMİ VE KISITLI KAYNAKLAR

Dünya nüfusu gibi Türkiye nüfusu da giderek artmaktadır. Sanayi, enerji, savunma, inşaat ve ulaştırma sektörleri çağdaş yaşamda daha da önem kazanmaktadır. Aşırı nüfus ve sanayinin en başta etkilediği noktalar ise arazilerin savurganca kullanımı, çevrenin tahribi, yerleşim ve tarım alanlarının azalması ile sivil ve ekonomik savunma olmaktadır. İlk uygarlıklardan bu yana insanoğlu barınma, güvenlik ve diğer amaçlarla yeraltını kullanmıştır. İlk çağlarda mağaralardan faydalanılması Anadolu uygarlıkları da dahil olmak üzere birçok kavimde görülmüştür.

Bilindiği gibi Türkiye coğrafi ve politik bakımdan oldukça istikrarsız bir bölgede bulunmaktadır. Yüzyıllardan bu yana sürekli olarak en az bir, iki ve hatta daha fazla sayıda komşumuz birbirleri ve diğerleri ile gerginlik ve savaş halindedirler. Yakın bir gelecekte bu durumun değişmesi için çok fazla bir sebep gözükmemektedir. Diğer taraftan Ortadoğu'da artarak devam eden kargaşa ile bölgesel ihtilafların daha da artacağını düşünülebilir. Gelişmiş ülkelerin yıllardan bu yana uyguladığı tekniklerin ülkemizde de uygulanmaya başlaması ile Türkiye bu konuda kendisini stratejik ve ekonomik açıdan daha güvenli hissedecektir. (Sunu, 1994)

3 DÜNYA'DA YERALTINDA PETROL VE DOĞALGAZ STOKLANMASI

Birçok gelişmiş ülke bu konuda önemli stok ve rezervlere sahiptir. Dünya'nın en büyük ekonomik gücü olan ABD'nin yıllık doğalgaz tüketimi 23-24 trilyon feet³ (yaklaşık 675 milyar m³) olup yeraltı depolarında mevsimlere göre 6-7 trilyon feet³ (170-200 milyar m³) düzeyinde stokları bulunmaktadır. Bu oran yıllık tüketimin %30 una eşdeğer bir miktardır (US Department of Energy, 2001)

ABD'de yukarıda belirtilen yeraltı stoklarına ilaveten Ulusal Acil Paylaşım Planı (National

Emergency Sharing Organisation - NESO) ve Üretime Hazır Stratejik Petrol Rezervleri (SPR) programı uyarınca bekletilen rezervler dahil değildir. Macaristan'da doğalgaz ve petrol stokları Dünya Enerji Ajansınca saptanan 90 günlük kritik limitin çok üzerindedir. (Ortalama 130-140 gün). Avusturya'da yeraltı doğalgaz stokları 2.7 milyar m³ olup bu ülkenin 4 aylık tüketimine eşittir.

Yıllık tüketimi 1.2 milyar m³ olan Baltık ülkelerinden Latviya'nın Inchukaln yeraltı depolarının toplam hacmi 4.05 milyar m³'tür. Latviya Jeoloji Kurumu ülkenin 5 farklı bölgesinde tahmini depolama hacmi toplam olarak 50 milyar m³ e ulaşabilecek alanlar saptamıştır. Fransa, İtalya, Almanya, İspanya, İngiltere, Belçika ve Hollanda'nın yıllık doğalgaz tüketimleri ve yeraltındaki mevcut stok miktarları Tablo 1'te verilmektedir (EİA,2001).

İsveç, Norveç ve Finlandiya'da ise 1990 yılı itibarıyla 200'ün üzerinde ham ve işlenmiş petrol ile doğalgaz depolanan yeraltı mekanları bulunmaktadır. Bu 3 ülkenin birkaç yıldan fazla yetecek miktarda petrol ve doğalgaz stokları mevcuttur. Hali hazırda İskandinavya'da her yıl 1.5-2 milyon m³ hacminde yeni yeraltı depoları inşa edilmektedir.

4 TÜRKİYE'DE PETROL VE DOĞALGAZ TÜKETİM VE STOKLARI

1997 yılı rakamlarına göre, Türkiye'nin enerji talebinin 71.4 milyon ton petrol eşdeğeri (p.e.), üretiminin ise 27.7 milyon ton p.e. olduğu görülmektedir. Bu durumda talebin üretimle karşılanma oranı yaklaşık % 39 olmaktadır. Diğer bir deyişle Türkiye'nin enerji ihtiyacının % 61 i ithal edilmektedir. Enerji talebindeki artışın, üretim artışından fazla olması nedeniyle, talebin üretimle karşılanma oranı düşmekte ve dışa bağımlılık artmaktadır. 1980, 1985 ve 1990 yıllarında talebin yerli üretimle karşılanma oranları sırasıyla % 54, % 55 ve % 48 idi. Birincil enerji tüketiminde en yüksek payı alan petrolde, artan talebe bağlı olarak dış kaynaklara bağımlılığın artacak olmasından dolayı enerji güvenliliğinin, kaynakların çeşitlendirilmesinin ve makul düzeylerde stoklanması gerekmektedir.

Türkiye'nin ham petrol ithalatının miktar ve değerlerine bakıldığında 1995 - 1998 yıllarında ithal edilen miktarların hemen hemen hiç değişmemesine rağmen, ithalat tutarlarının aynı yıllarda piyasa fiyatlarındaki düşüş ve artışlara bağlı olarak 2 ila 3.4 milyar ABD doları arasında seyrettiği görülmektedir. Dolayısıyla bu farklardan dolayı

Tablo 1. Çeşitli Avrupa ülkelerinin yıllık doğalgaz tüketimleri ve yeraltı stok miktarları

Ülke	Tüketim (milyar m ³)	Yeraltı Depo Kapasitesi (milyar m ³)	Oran (%)
Fransa	34	10.5	31
İtalya	51	12.9	25
B. Almanya	70	8.5	12
İspanya	7	0.5	7
İngiltere	66	3.6	5
Belçika	12	0.5	4
Hollanda	48	0.0	0

Tablo 2. Türkiye'nin hampetrol ithalat miktarları (DPT, 2000)

Miktar (milyon ton)				Tutar (milyar ABD Dolar)			
YILLAR				YILLAR			
1995	1996	1997	1998	1995	1996	1997	1998
23.5	23.4	23.1	24.0	2.8	3.4	3.1	2.0

ülkemiz aynı miktar petrole 1.4 milyar ABD dolarını aşan miktarlarda fazla ödeme yapmaktadır. Bu gerçek ülkemizde büyük çaplı yeraltı depoları mevcut olmadığı için fiyat artışlarından nasıl olumsuz etkilendiğimizi göstermektedir. Türkiye'de 31 Aralık 1998 tarihi itibarıyla petrolün % 84 ü rafineri tanklarında, % 16 sı ise petrol istasyonlarında bulunmaktadır. Tüketim değerleri dikkate alındığında, ürün, ham petrol ve ara ürün stoklarının tamamı ancak 40 günlük ihtiyacı

karşılayabilecektir. Bu oran Uluslararası Enerji Ajansının belirlediği 90 günlük stok tutma seviyesinin % 45 ine eşdeğerdir. Ülkemizde hızla artan doğalgaz kullanımının 1999 yılında 13 milyar m³'ten 2010 yılında 55, 2020 yılında ise 83 milyar m³'e çıkacağı tahmin edilmektedir. (Tablo 3) Doğalgazın şu andaki stokları tüketim değerleri gözönüne alındığında ihmal edilebilecek miktarlardadır.

Tablo 3. Türkiye'nin Yıllara Göre Doğalgaz Talebi (Botaş, 2000)

Yıllar	Miktar (milyon m ³)
1999	13.087
2000	15.383
2001	26.088
2002	37.060
2003	40.513
2004	43.530
2005	46.380

5 YERALTINDA DEPOLAMA KONUSUNDA DÜNYA'DAKİ DURUM

İskandinavya'da mağaralarda petrol ürünleri depolama düşüncesi ilk olarak 1930'lu yıllarda askeri makamların isteği üzerine akaryakıt ürünlerini güvenli bir şekilde saklama gereksinimi sonucu gündeme geldi. Dr.T. Hagerman tarafından İsveç'te ortaya atılan ilk düşünce yeraltı boşluklarına çelik tanklar yerleştirip saklamaktır. Dr.Herman Jansson tarafından patenti alınan ve günümüzde de geçerli olan yenilik ise suyun bir yalıtım ortamı olarak kullanılarak petrolün saklanmasıdır. İsveç'te 1950'li yıllardan bu yana büyük miktarlarda petrol yeraltında saklana gelmektedir. İlk önceleri yalnızca askeri nedenlerle depolanan petrol daha sonra bu konudaki tekniklerin gelişmesine paralel olarak yeraltı yapı maliyetlerinin düşüşü ile büyük hacimli boşluklarda saklanmaya başlanmıştır. Yeni teknikler maliyetleri büyük oranda ucuzlatmış ve 1990'lı yıllardan itibaren 1.5-2 milyon m³/yıl hacimli ek depolar inşa edilmeye başlanmıştır.

Petrolün yeraltında çıplak kayada (çeperleri astarsız) saklanması nereden sudan hafif olmasıdır. Yeraltı su seviyesinin altında, petrol, su tarafından baskı altında tutulur. Suyun hidrostatik basıncı depolanan petrolün tüm noktalarındaki basınçtan büyüktür. Sonuçta mağara dışına petrol kaçağı olmaz, fakat dışarıdan, kayadaki çatlaklardan bir miktar su geliri vardır. Gelen su depo tabanında toplanır ve bir pompa yardımıyla dışarı atılır.

İskandinavya'dan bu konuda verilebilecek bir örnek Scanraff Rafineri yakınlarındaki Brofjorden ham petrol depolarıdır. Bu depolar İsveç'in batı sahilinde olup ham ve işlenmiş petrol ürünleri yer altında stoklanmaktadır. Bu İsveç'in tek başına en büyük hacimli yeraltı deposudur (2.6 milyon m³). Yeraltı depo kesiti 600 m² ve uzunluğu 4330 metredir (Royal Swedish Academy of Sciences, 1988). Bu konuda bir başka örnek ise Stockholm'un 55 km güneyinde bulunan Nynashamn rafinerisinde 1980 yılında inşa edilen 940.000 m³ hacmindeki yer altı kaya yapısı içerisinde bulunan ham petrol depolarıdır. Bu depoların yapımından önce Nynashamn'da yeraltındaki kayalarda petrol depolama ilk olarak 1941 yılında başlamıştır.

6 YERALTI DEPOLAMA TEKNİKLERİ

6.1 Yer altı boşluk ve mağaralarının depo olarak kullanılması

Bu yöntemde depolama işlemi için özel olarak açılan yeraltı depoları yatay veya eğimli olan galerilerden oluşur. Yeraltı kazı işlemi için makina ile kazı veya

delme-patlatma gibi konvansiyonel yöntemler kullanılır. Kayacın basınç dayanımı yeterli düzeyde olmalıdır. Bu tip depolarda petrolü kayaç içinde tutan kayaç değil sudur, dolayısıyla burada önemli olan depo hacmi ve kesitinden ziyade yeraltı su seviyesinin altında bulunmasıdır.

6.2 Boşaltılmış tuz domlarının kullanılması

Tuz yeraltında kalın tabakalar yada domlar halinde bulunur. Suda kolayca çözündüğünden dev boyutlarda depolar açmak kolaydır. Su yeraltına açılan sondalar vasıtasıyla kontrollü bir şekilde tuzun bulunduğu tabakaya pompalanır, daha sonra aynı delikten dışarıya deşarj edilir. Bu şekilde oldukça iyi konumda boşluklar yaratılabilir. Açılan boşluklar yüzlerce metre yükseklik ve onlarca metre çaplara ulaşabilir. Hacimleri milyon m³ ve katlarında olabilir. Bu tip depolar özellikle doğalgaz depolamada dünya üzerinde en sık kullanılan depolardır.

Bu şekildeki depolama, tuz domlarının bilim adamlarınca araştırılmaları esnasında, tuz tabakaları arasında bir takım gazların sıkışıp tabakalar arasından geçemediğinin gözlenmesiyle ortaya çıkmıştır. Domlardan elde edilen tuzların hiç bir zaman saf olmayıp içinde birtakım gazları içerdikleri belirlenmiştir. Bu gazların büyük bir miktarını hidrokarbonlar oluşturmaktadırlar. Bu veriler tuz domlarında açılan boşluklarda doğalgaz depolanabileceğinin ilk işaretlerini vermiştir. Domlarda kristal halde bulunan tuzun geçirgenliğinin çok düşük olması herhangi bir iksa yöntemini gereksiz kılmaktadır.

Bu yöntem en ekonomik depolama biçimi olarak göze çarpmaktadır. Bu yüzden oldukça geniş uygulama alanı bulmaktadır. Depoların açılması için eritilen tuzlar sanayide ve rafine edildikten sonra sofr tuzu olarak kullanılabildiğinden maliyet oldukça aşağılara çekilebilmektedir.

6.3 Akiferlerde doğalgaz depolama

Burada boşluğu çevreleyen ortam poroz ve permeabildir. Bu yöntem, yalnızca gazlar için geçerli olup, yeraltında su rezervuarının depo olarak kullanılmasını öngörmektedir. Rezervuar yapıları antiklinal tabakalanmalardan oluşmaktadır. Yerin antiklinal yapısından dolayı her iki yönde suyun yaptığı basınç yüksek değerlere çıkmakta olup buda gazların depolanması fikrini doğurmuştur. Doğalgazın akiferlerde depolanabilmesi için:-

1. Akiferin üst kısmındaki kayaçların geçirgen olmaması veya çok az geçirgen olması gerekir. Bu şekilde gazın yukarı migrasyonu önlenir.

2. Depolamanın yapılacağı yerde antiklinalleşme olmalıdır.

3. Gaz taşıyıcı sistemle depo arasında yeterli basıncın yaratılabilmesi için rezervuarın 500 ila 2000 metre derinlikte olması gerekir.

Bu tipteki yeraltı depolaması için tükenmiş petrol ve doğal gaz sahaları da kullanılabilir. Bu prensip dünya üzerinde çok uygulanan yöntemlerden birisidir. Trakya ve Marmara denizinin altındaki doğalgaz rezervlerinin bitmesini takiben depo olarak kullanılması planlanmaktadır. Bu iki rezervuarda toplam 1.6 milyar m³ doğalgaz depolanması mümkün olacağı hesaplanmaktadır.

6.4 Bitmiş madenlerin depo olarak kullanılması

Rezervleri üretilmiş ve halihazırda kullanılmayan yeraltında maden galeri ve boşlukları petrol ve gaz depolanması için en ideal yapılardır. Bu durumda yeraltında boşluk açılması gerekmemektedir, dolayısıyla maliyetler oldukça düşüktür. Ancak eski madenlerin depo amacıyla kullanılması için gerekli teknik, jeolojik ve çevresel şartların incelenmesi gerekmektedir. Bu nedenle bazı rehabilitasyon çalışmalarının yapılması gerekebilir. Bu çalışmalar sağlam olmayan yerlerin iksası ve yeraltı su seviyesinin su pompalanarak arttırılması olabilir. Kullanılabilir yeraltı boşluğu boyunca yeraltı suyu basıncının belirli bir değerin altına inmemesi gerektiğinden derin madenler bu amaç için daha uygundur. Bu yöntem son zamanlarda çok sık kullanılmaktadır.

7 YERALTI YAPILARININ YERÜSTÜ YAPILARINA GÖRE ÜSTÜNLÜKLERİ

7.1 Depreme karşı avantajları

Yeraltı yapıları deprem hareketlerine karşı yerüstü yapılarına kıyasla doğasından kaynaklanan bazı avantajlara sahiptir (Sterlin, R ve Carmody, J, 1993):-

1. Yerüstündeki deprem sonucu oluşan yer hareketleri ve titreşimleri yüzey dalgalarının varlığı nedeniyle artma eğilimindedirler.

2. Yeraltı yapıları önemli miktarda kaya yükünü karşılayacak şekilde güvenlik faktörleri ile inşa edildiğinden deprem yükleri bu yapılarda olağanüstü yük artışlarına sebep olmazlar.

3. Yeraltı yapıları deprem hareketleri sonucunda sıkışma eğilimindedir, halbuki aynı durum yerüstü yapıları için geçerli olmayıp bunlarda yapısal osilasyon etkileri sonucu titreşimlerin artışı söz konusudur.

Depremler, yeraltı yapılarının fay hatlarında inşa edilmeleri durumunda hasara neden olabilirler. Bu durumda inşaatın bloklu kaya kütlelerinde yapılması durumunda özel önem gösterilmelidir. Bununla birlikte, dünyanın çeşitli yerlerinde bulunan değişik amaçlı yeraltı yapılarının (metrolar, tüneller, yeraltı alışveriş merkezleri vs.) meydana gelen şiddetli depremler sonucundaki durumları mükemmel olarak kaydedilmiştir. Örneğin Japonya'nın Kobe kentinde 17 Ocak 1995 tarihinde vuku bulan ve 6.300 kişinin ölümüyle sonuçlanan Great Hanshin depreminde yeraltı yapıları yerüstü yapılarının aksine çok iyi performans göstermişlerdir (N. Land Policy Ins. of Japan, 1997)

7.2 Olumsuz hava koşullarına karşı avantajları

Yeraltı yapıları fırtına, tayfun, hortum, şimşek, dolu, sel vb doğal afetlerden doğaları gereği etkilenmezler. Burada dikkat edilmesi gereken en önemli nokta bunların yerüstü bağlantılarıdır. Bu yapılarda çok özel durumlarda yeraltı su seviyesi düşüşlerine karşı önlemler alınmalıdır.

7.3 Yangına karşı avantajları

Yeraltı yapıları yangına sebep olabilecek dış kaynaklara karşı doğal bir korumaya sahiptir. Zemin ve kaya yapısı yanmaz özellikte olup aynı zamanda mükemmel bir ısı izolasyon sağlar. Burada yeraltı yapılarının giriş çıkış terminallerinin olduğu noktalara dikkat edilmelidir.

7.4 Termal avantajları

Dünyanın birçok bölgesinde yeryüzünden itibaren 500 metreden daha az derinlikteki yeraltı boşluklarında gözlenen sıcaklıklar yerüstünde görülen büyük mevsimsel sıcaklık farklarına karşı makul düzeydedir. Yeraltı yapıları bu özelliği nedeniyle enerji depolanmasında önemli avantajlara sahiptir. Örneğin ABD'de Minneapolis kentinde yapılan bir araştırma yerüstü sıcaklıklarının yaz aylarında maksimum + 40 C , kış aylarında ise minimum – 30 C ye ulaşmasına rağmen (70 C fark), yeraltında ısı değerlerinin (yüzeyden 0.8 m ila 8 m arasındaki derinliklerde) 0 C ila 15 C arasında değiştiğini göstermektedir (Sterling R ve Carmody J, 1993) Bu da özellikle Türkiye'de elektrik fiyatlarının yaklaşık 0.10 ABD \$ / Kwh gibi dünya fiyatlarının oldukça üzerinde rakamlara ulaştığı düşünüldüğünde –dünya ortalaması 0.03 ila 0.05 ABD \$/kwh- daha da önem arz etmektedir.

7.5 Mekan avantajı

Yeraltı yapıları, jeolojik koşullar uygun olduğunda, özellikle yerleşim yerleri ve yakınlarında mevcut yerüstü tesislerinin altlarına yapılabilirler. Bu bölgelerde ilave yerüstü yapı ve tesislerinin yer kıtlığı nedeniyle yapılmaları çok zor veya imkansızdır.

7.6 Patlama, infilak, sabotaj vb. olaylara karşı avantajı

Yeraltı yapıları çeşitli sebeplerle yakınında oluşabilecek infilak, patlama vb olumsuzluklara karşı, yerüstü yapılarına göre kıyaslanamayacak üstünlüklere sahiptirler.

7.7 İş kazaları ve güvenlikle ilgili avantajlar

Yeraltı yapıları çeşitli nedenlerle oluşabilecek iş kazalarına karşı daha güvenlidirler. Yeraltına giriş ve çıkışların genellikle çok az noktadan olması ve mekanın kısıtlılığı nedeniyle güvenlikleri üst düzeydedir. Ayrıca yeraltı depolarının yerüstü depolarına göre sigorta primleri az (risklerinin az oluşundan dolayı), işletme ve bakım/onarım giderleri düşüktür.

8 YERALTINDA DEPOLAMA KONUSUNDA TÜRKİYE'DEKİ DURUM

Tuz Gölü Yeraltı Depolama Projesi'nin (TYDP) Botaş tarafından Aksaray ili, Merkez ilçeye bağlı Sultanhanı Bucağının 15 km güneyinde gerçekleştirilmesi planlanmaktadır. Önerilen TYDP kapsamında doğalgaz depolanacak olup bu Türkiye'de uygulanacak ilk proje olacaktır. Projenin sismik, sondaj, fizibilite, mühendislik, tasarım ve ÇED çalışmaları gerçekleştirilmektedir. Adı geçen projede, Bezirci Gölü Mevkisinde yeraltı tuz domlarından yararlanılacaktır. Ülke çapında kullanım fazlası doğal gaz, Kayseri-Konya-Seydişehir doğalgaz boru hattı üzerinden tuz domlarında yaratılacak boşluklarda depolanacak ve gerekli olması halinde ise boşluklardan çekilerek kullanıma sunulacaktır. Bu tuz domları yeryüzünün yaklaşık 700 ila 1300 m altında bulunmakta olup, kalınlıkları 700 ila 800 m arasında değişmektedir. Proje çerçevesinde, 10 yıl boyunca tuz domlarının eritilerek (leaching) her birinin hacmi yaklaşık 500.000 m³ olan toplam 10 adet boşluğun elde edilmesi ve bu boşluklarda toplam 1.2 milyar m³ doğal gazın depolanması planlanmaktadır. Bu kapsamda Tuz Gölünün altındaki tuz domlarındaki Yeraltı Doğalgaz depolama Projesinin mühendislik

ve müşavirlik çalışmalarının 2002 yılı sonunda tamamlanması planlanmaktadır.

Bunun dışında TPAO'nun Kuzey Marmara ve Değirmenköy doğal gaz sahalarının, bu sahalardaki doğal gazın tüketimi sonrasında doğal gaz yeraltı depolama tesisi olarak kullanılması amacıyla, TPAO tarafından temel mühendislik çalışmaları yaptırılmış olup, detay etüd ve inşaat çalışmalarının başlatılmasına yönelik çalışmalar sürdürülmektedir. Sözkonusu tesis 2005 yılında işletmeye alınacaktır.

Yeraltındaki tuz domlarının eritilmesi amacıyla tatlı su kullanılacak olup, su ihtiyacı bölgedeki yeraltı su rezervlerinden sağlanacaktır. Bu işlem sonrasında oluşan tuzlu suyun ise Tuz veya Bezirci Gölüne deşarj edilmesi planlanmaktadır. Proje kapsamında, iki yeraltı boşluğunun açılması aynı anda yürütülecek olup, bu işlem için gerekli olan süre iki yıldır. Dolayısıyla yaklaşık 10 adet olması planlanan depoların tümünün açılması için gereken süre yaklaşık 10 yıl olacaktır. Yörenin yeraltı suyu rezervi oldukça fazla olduğundan, tatlı su kaynağı olarak yeraltı suyunun kullanılması uygun bulunmuştur. Bu amaçla, bölgede halen yürütülmekte olan hidrojeolojik çalışmalar sonucunda belirlenen noktalarda açılacak kuyulardan yararlanılacaktır. İlk olarak açılacak iki boşluğun boşaltılması işleminin yaklaşık 2 yıl sürdüğü gözönüne alındığında, gerekli olan su miktarının bir yıl içerisinde yaklaşık 5 milyon m³ olacağı tahmin edilmektedir. Bu miktar, tuz eritme işleminin devamlı (24 saat) yapılacağı düşünüldüğünde yaklaşık 570 m³ saat (160 litre/saniye) bir debiye eşdeğer olmaktadır. TYDP'nin gerçekleştirileceği sahanın deprem aktivitesinin 5. Derece deprem bölgesinde yer aldığı görülmektedir.

Projenin amacı Botaş tarafından aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:-

1. Doğalgazın yeraltında depolanması konusu Türkiye'de uygulanacak ilk proje olması dolayısıyla gelecekteki uygulamalar için örnek teşkil etmek,
2. Yaz aylarındaki talep düşüklüğünden kaynaklanan fazla doğalgazı depolamak ve bunu kış aylarında talebin arttığı dönemlerde ulusal şebekeye tekrar beslemek,
3. Yabancı ülkelerden nakledilen doğalgazın depolanarak, ülke için bir rezerv oluşmasını sağlamak,
4. Ulusal elektrik ve ısınma kaynaklarındaki istikrara katkıda bulunmak,
5. Ülkede sayıları hızla artan sanayi tesislerine sağlıklı ve kesintisiz enerji sağlamak.

Önerilen TYDP'nin işletilmesi esnasında doğalgaz kompresör yardımıyla sıkıştırılarak

yeraltında açılmış boşluklara gönderilecektir. Gazın çekilmesi esnasında ise bir miktar doğalgaz (base gas) depoda bırakılarak gaz yüzeye çekilecektir.

Türkiye'de bu ilk örnek olacak yeraltı doğalgaz depolanmasının dışında sivil amaçlı petrol veya ürünleri depoları bulunmamaktadır.

9 SONUÇLAR

Gelişmiş birçok ülkede yeraltı değişik amaçlarla kullanılmaktadır. Böylece toplumun yaşam kalitesine, daha güvenli ve temiz bir çevrenin oluşmasına katkıda bulunmaktadır. Türkiye'de gerek altyapı ve sanayi tesislerinin gerekse yerleşim yerleri ve tüm diğer faaliyetlerin yerüstünde olması yaşamı olumsuz yönde etkilemekte, birçok tesisi ise sivil, askeri ve ekonomik anlamda savunmasız kılmaktadır.

Türk müteahhitlik firmalarının yurtiçi ve dışında kazandığı deneyimler sonucu bu gibi altyapı sistemlerinin kolayca inşa edilebileceğini ve

ülkemizin bu alanda daha çağdaş tesislere en kısa zamanda kavuşmasını diliyoruz.

KAYNAKLAR

- Botaş A.Ş. " Tuz Gölü Doğalgaz Yeraltı Depolama Projesi" 2000, 110 sayfa, Ankara
Çeşitli Gazetelerin İnternet Siteleri
Devlet Planlama Teşkilatı, "Petrol Ürünleri Özel İhtisas Komisyonu Raporu", VIII. Beş Yıllık Plan ÖİK, 2000, 117 sayfa, Ankara
National Land Policy Institute, Underground Space Use in Japan, 1997,120 sayfa, Tokyo, Japonya
Royal Swedish Academy of Sciences, "Going Underground" 1988, 180 sayfa, Stockholm, İsveç
Sunu, Mustafa, "Yeraltının Altyapı, Savunma, Endüstri gibi Madencilik Dışı Amaçlarla Kullanımı", Bölgesel Kalkınma Sempozyumu,1994, sayfa 372-389, Trabzon
Sterling,R. ve Carmody, J., "Underground Space Design" 1993,327 sayfa, V.N.Reinhold, New York
Uluslararası Enerji Ajansı, EIA, 2000, www.eia.org
Underground Space Use in Japan, 1997, 120 sayfa, Tokyo, Japonya
US Department of Energy, "US Oil and Gas Infrastructure Strategic Roadmap" 2001, www.eia.doe.gov/, sayfa 74-83, ABD

Metro ve Tünel Uygulamaları
Subway and Tunnel Applications

Effects of lining thickness on settlement, lining moment and hoop stress for a tunnel driven in soft ground

M. Karakuş

Department of Mining Engineering, Inonu University, Malatya, 44069, Turkey

R.J. Fowell

Department of Mining & Mineral Engineering, Leeds University, LS2 9JT, UK

ABSTRACT: Lining thickness is of crucial importance to both tunnel stability and damage to surface buildings due to excessive settlement. Thus, optimising lining thickness will prevent any potential hazards as well as reducing overall project costs. For a tunnelling technique such as the NATM, the ground is part of the support system. Thus, the required lining thickness can be less than with other conventional tunnelling methods when this particular aspect of the NATM tunnelling is incorporated with an appropriate design procedure. Therefore, a number of finite element analyses were conducted to investigate the effect of lining thickness on the surface settlement, lining hoop stress along with lining moment. The transverse surface settlement profiles for different lining thicknesses were predicted and compared with field measurements. Thereby, a relationship was developed to predict maximum surface settlement above a tunnel centreline as a function of lining thickness. It was found that variation of lining thickness did not greatly increase or decrease the hoop stress concentration in the lining. However, increasing the lining thickness resulted in larger moment profiles.

1 INTRODUCTION

This paper is a part of wider project on the simulation of the New Austrian Tunnelling Method (NATM) using the Finite Element Method (FEM) of analysis. The NATM introduced by Rabcewicz (1964) has gained popularity for use in both soft ground and hard rock tunnelling due to its overwhelming advantages over other conventional tunnelling techniques. One of its key principles is the use of surrounding media as a means of support by allowing the ground to relax prior to lining installation. This aspect of NATM, thus, can be utilised to reduce the lining thickness. Within this scope, the FEM analysis was used to optimise lining properties for the NATM tunnelling.

The Heathrow Express Trial tunnel, which was constructed in London Clay in accordance with the NATM principles was modelled using the ABAQUS finite element program developed by Hibbit, Karlson & Sorensen Inc. (1997). Measurements reported by Bowers (1997) were used to validate the FEM analysis predictions.

The hypothetical modulus of elasticity (HME) soft lining approach was used to reflect deformations

prior to lining installation (Powell, 1997). Non-linear elasto-plastic stress-strain behaviour of London Clay was represented by the Modified Cam-clay soil model developed by Roscoe & Burland (1968) with non-linear porous elasticity. The Drucker-Prager plasticity model was adopted for Thames Gravel and made ground which is immediately above the London clay

2 SITE INVESTIGATION

2.1 Geology and material properties

Materials encountered at the tunnelling site consisted of London clay at a depth of 4.2m overlain by coarse gravel, with 0.3m of cement stabilised material and above this a bitumen covered car park, brickearth (Ryley & Carder 1995). Beneath the London clay are the clays and sands of the Woolwich and Reading Beds, and the sands of the Thanet Beds, which were reported by Bishop et al. (1965) at the sinking of the Ashford Common shaft four kilometres away to the south of the trial site. The London clay is clearly dominant at the site and the construction of the trial tunnel was mainly

carried out approximately 16.8 m below the surface. Pore water pressure was not incorporated within the analyses. However, the undrained material properties of London clay were adopted to conduct total stress analysis. For the finite element method of analysis, the soil properties were obtained from the literature (Atzl & Mayr, 1994, Powell et al., 1997) which can also be found elsewhere (Karakus, 2001).

3 INSIGHT INTO THE CONSTITUTIVE LAWS ADOPTED

3.1 Drucker-Prager and Modified Cam-clay

The Drucker-Prager perfectly plastic model proposed by Drucker & Prager, (1952) was used to reflect stress-strain behaviour of Made ground and Terrace gravel. The failure function is dependent on the value of the intermediate principal stress. Typical geotechnical materials generally include some small dependence on the intermediate principal stress. Thus, the Drucker-Prager yield model can be more accurate for soil and rock applications. The yield function is given by:

$$f = \alpha J_1 + \sqrt{J_2} = k \quad (1)$$

Where α and k are the material constants that can be related to Mohr-Coulomb's material constants c (cohesion) and ϕ (internal friction angle). Then, the relations among them becomes:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (2)$$

$$k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3)$$

The parameter J_1 is the first invariant of the stress tensor, i.e. the sum of the principal stresses and J_2 is the second invariant of the deviatoric stress tensor given by:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (4)$$

The yield or failure surface for Eq. (1) in principal stress space is a right-circular cone with the symmetry about the hydrostatic axis. The plastic deformation is accompanied by an increase in volume. The model satisfies the associated flow rule.

The original Cam-clay model developed by Roscoe et al. (1958) was modified by Roscoe et al. (1968). The Modified Cam-clay model was adopted

to reflect London clay behaviour. The yield function in the model is defined in terms of the equivalent effective pressure stress, p' , and the deviator stress, q' , which are relevant to the interpretation of soil response in the conventional triaxial testing. Parameters to locate the compression and swelling lines and specific volume at $\ln p' = 1.0$ can be defined in the isotropic consolidation section in Figure 1. The equation for the yield locus in the original Cam-clay model is given as:

$$q = Mp' \ln(p'_o / p') \quad (5)$$

Where p'_o stands for isotropic pre-consolidation pressure and M is a material constant defined in terms of the angle of friction. The shape of the yield locus is a bullet shape. The Modified Cam-clay yield locus, however, is an elliptical shape. Then the equation becomes:

$$f = M^2 p'^2 - M^2 p'_o p' + q^2 = 0 \quad (6)$$

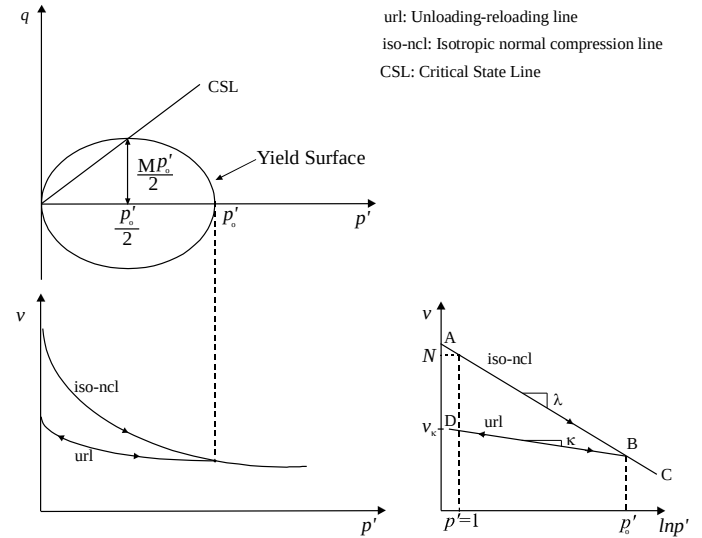


Figure 1. Elliptical yield locus, isotropic compression line and compression and swelling line in $p': q : e$ plane for the Modified Cam-clay model (after Wood, 1990)

If the soil obeys the normality condition, i.e. the yield surfaces and plastic potential surfaces are identical, then the yield locus and plastic potential in the $p': q$ plane are given by the Equation 6. The recoverable strain or elastic region is assumed inside the yield locus. Outside of the ellipse is referred to as the plastic region and irrecoverable strain occurs.

3.2 Flow rule and plastic potential

The flow rule is described as the ratio of various plastic strain increments when the material is yielding in a particular stress state. Therefore, it

represents the relative sizes of individual strain increments. As illustrated in Figure 2., yielding occurs in combinations of some volumetric plastic strain, $d\varepsilon_p^p$, and some plastic shear strain, $d\varepsilon_q^p$. Assuming that the point Y is the point where yielding occurs, the plastic strain increment vector can be defined as the YS vector orthogonal to the AB line. These vectors can be drawn under many combinations of stresses in the history of a soil and AB short lines can be drawn as orthogonal to the plastic strain vector. When more data becomes available, these lines can be joined to form a family of curves and they are called plastic potentials as in Figure 2a. If the yield surface and plastic potential coincide, the material is said to obey normality, or the associated flow rule that plastic strain increment vector is in outward direction and orthogonal to the yield surface.

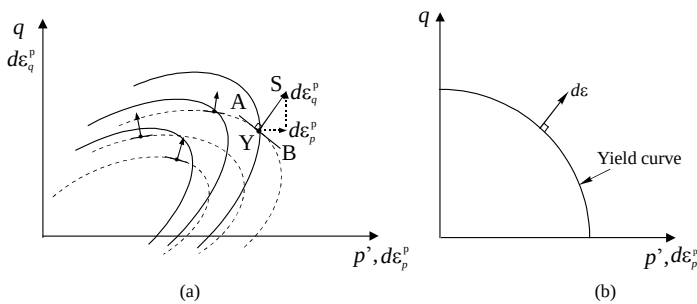


Figure 2. (a) Families of plastic potentials (AB) with plastic strain (dotted line) increment vectors and yield loci (bold line) and (b) Normality condition (Wood, 1990)

4 PARAMETRIC STUDY

4.1 Method of analysis

The Finite Element analyses were conducted by using the ABAQUS finite element program developed by Hibbit, Karlson & Sorensen Inc (1997). Conventional plane strain analysis was used in the analysis. Outer boundaries are located far from tunnel so that they are not influenced by the tunnel. The model geometry used in this work is 130 m in width and 50 m in height. The selected tunnel size is approximately 7.9 m high $\times$ 9.2 m wide. The model was fixed in the horizontal direction at each side, and the bottom part of the boundary was pinned, so neither vertical nor horizontal movements were allowed. The top surface of the model was free in both directions. Eight-node biquadratic reduced integration plane strain elements, CPE8R, were used for the continuum body and three-noded quadratic curved beam elements, B22, for the lining were used throughout the two-dimensional analysis.

The analyses have been carried out using the 2-D sequential excavation model (SEM) whose predictions are in very good agreement with the field measurements (Karakus, 2000). Three-dimensional tunnelling problems and the deformation prior to lining installation have been dealt with using the Hypothetical Modulus of Elasticity soft lining approach. The lining thickness applied during the trial tunnel excavation was 250 mm for the outer wall and 150 mm for the inner wall. For the parametric study 100 mm, 150 mm, 250 mm, and 500 mm shotcrete thicknesses were considered for both outside and inner walls.

There has been no interface introduced between the lining and the ground because shotcrete is believed to provide perfect interlock between the ground and itself. In other words, slippage cases were ignored.

Tunnel excavation has been carried out in nine steps in the analysis. Primary stress conditions in the ground representing a stage prior to excavation are a function of overburden, i.e. a function of the earth pressure at rest, and any additional surcharge because of the existing car park over the tunnel. Thus, all the analyses were run to equilibrium as the first step. However, deformations in this step were ignored since they are not related to tunnelling.

4.2 The Heathrow Express Trial tunnel, type 2, and Support elements used

Three different face advance excavation geometries were used during the Heathrow Express Trial tunnel construction in 1992. The second type of trial excavation, which produced less settlement than the other methods, is the single sidewall drift face excavation. As seen from Figure 3, advance of the face per cycle was limited to 1m and the maximum distance between top heading of sidewall drift and sidewall invert was kept within 5 m. Left sidewall excavation was limited to 25 m in advance of the right sidewall drift and this was followed by excavation of the right sidewall, subsequently followed by removal of the central wall.

Each drift was excavated in three sequences. Top heading and bench were excavated in 1 m advances. As an additional reinforcement, lattice girders were used at 1 m intervals and 25 mm-diameter $\times$ 3 m long driven dowels were applied either side of the tunnel at approximately 45° from the tunnel centreline. Shotcrete with a minimum thickness of 250 mm on the tunnel circumference and a minimum of 150 mm thick shotcrete lining on the interior tunnel wall was used. The cross-sectional area of the tunnel was approximately 59 m².

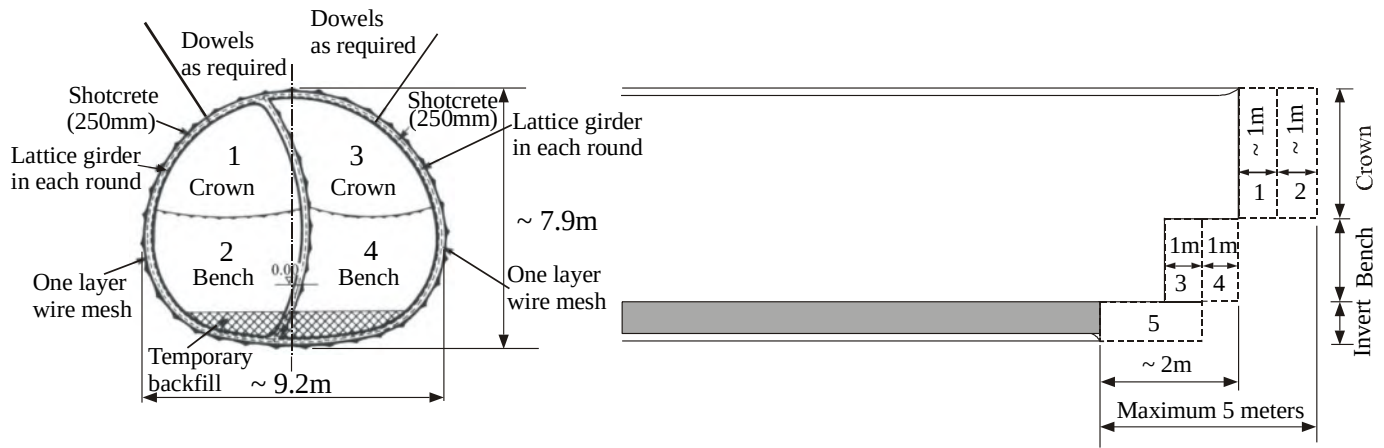


Figure 3. The Heathrow Express Trial Tunnel, Type 2, Single sidewall excavation geometry and support elements (reproduced from Sauer, 1994)

5 EVALUATION OF EMPIRICAL AND FE ANALYSIS RESULTS

5.1 Settlement analysis

Figure 4 illustrates the transverse surface settlement profiles after completion of the left sidewall excavation of the tunnel and enlargement of the tunnel for different lining thicknesses. According to these results, surface settlement profiles were greatly influenced by decreasing the thickness of the lining. However, increasing the lining thickness did not show as much change on the final settlement profiles as decreasing the lining thickness. This shows that the more flexible the lining the greater the settlements predicted. The relationship given in Figure 4 shows that the maximum settlement at the tunnel centreline increases very sharply for lining thickness equal to and less than 150 mm, indicating that a lining thickness should not be chosen less than

150 mm. This has also proven by J. Allen, BAA area manager, just after the occurrence of Heathrow Express Station tunnel collapse. According to his investigation, he has claimed that the shotcrete thickness for invert construction used was 50 mm instead of 300 mm (reported by Thompson, 1999). The results of these analyses also agree with this claim showing that even less than 150 mm lining thickness causes excessive surface settlement.

Figure 6 illustrates the relationship between the lining thickness (t in mm) and the maximum settlement (S_{max} in mm) over the tunnel centreline.

$$S_{max} = 348.85t^{-0.4678} \quad (\text{for } t = 100\text{-}500 \text{ mm}) \quad (7)$$

The relationship given in Equation 7. can be used to estimate maximum surface settlement over a tunnel centreline in terms of the various lining thickness.

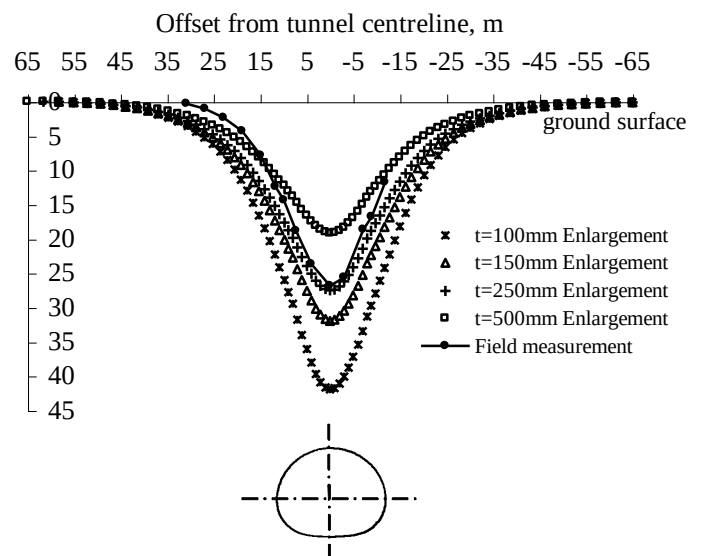
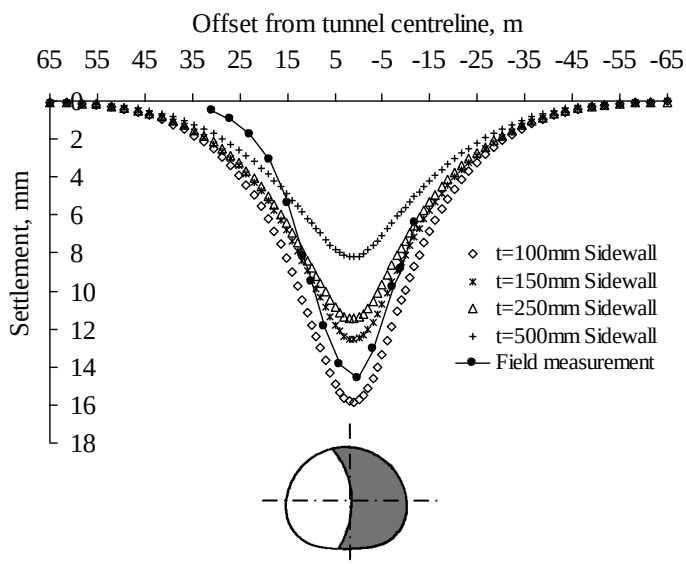


Figure 4. Surface settlement profiles for different lining thickness

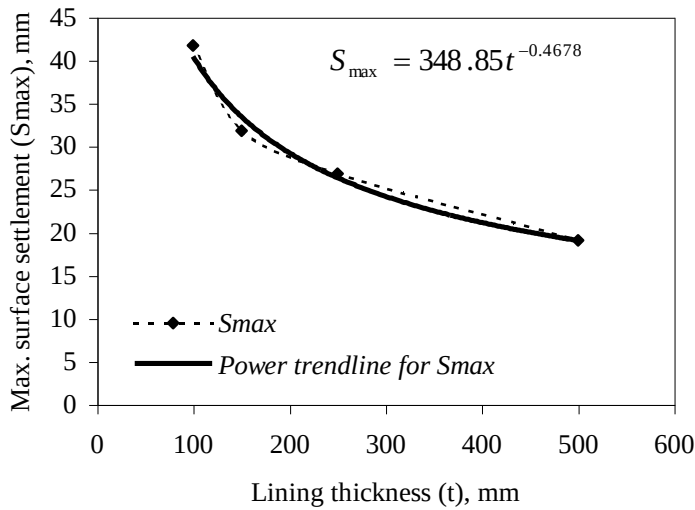


Figure 5. Relationship between different lining thickness and the maximum surface settlement predicted

5.2 Lining moment analysis

The lining hoop stresses predicted were hardly affected by changing the lining thickness as is illustrated in Figure 7. On the other hand, the average hoop stress with a 500 mm lining started to deviate from the pattern predicted for the other lining thicknesses.

The 500 mm lining thickness generated a very large moment distribution, particularly in the crown of the tunnel. However, the same pattern of bending moments predicted with the other models, whose lining thickness was between 100 mm and 250 mm, is in a lower range. Increasing the lining thickness led to the lining behaving in a stiffer mode, i.e. with a decrease in the flexibility of the lining. Therefore, very large moment profiles were predicted.

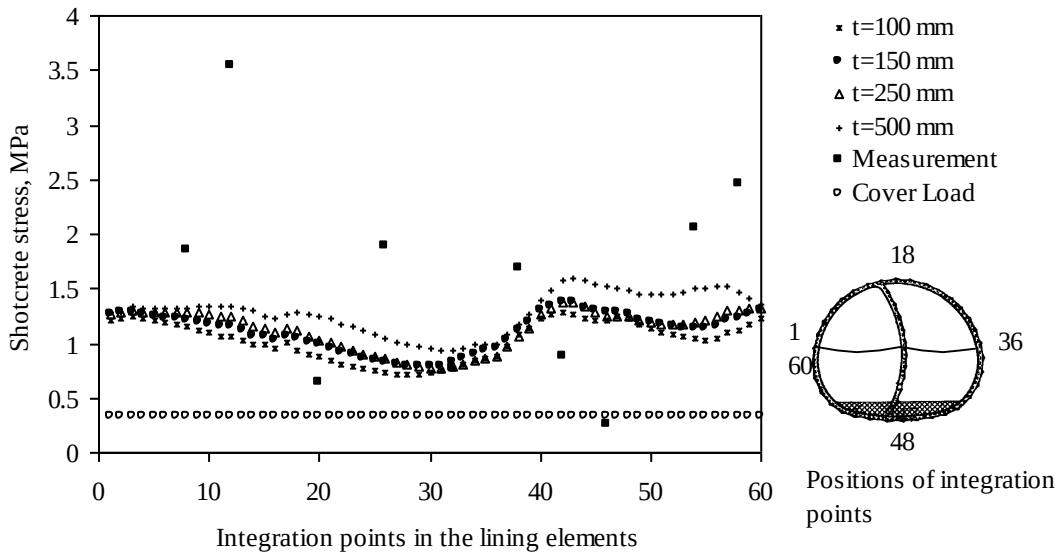


Figure 6. Hoop stress in lining for different lining thicknesses

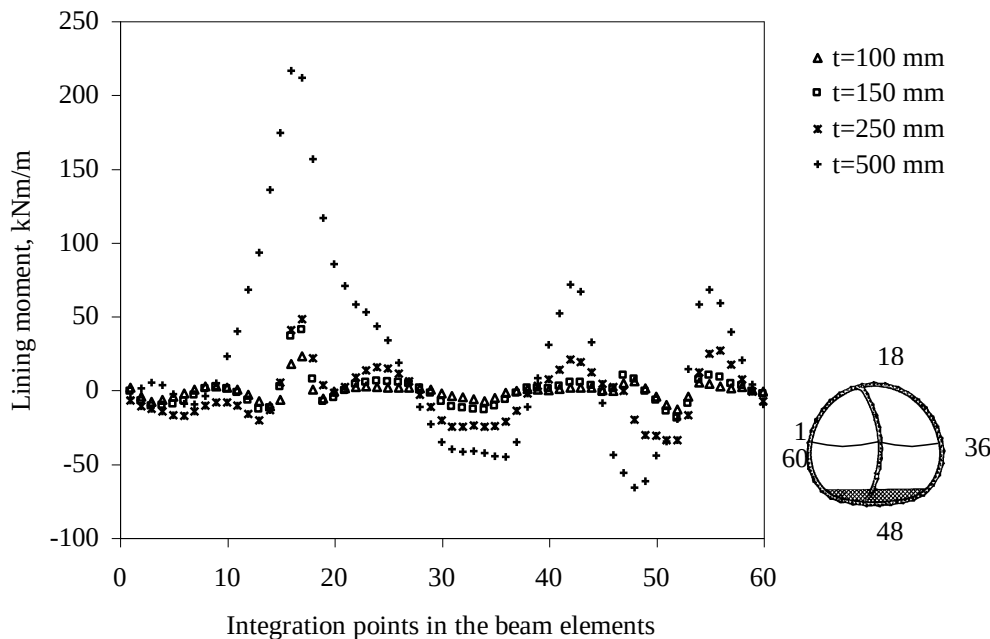


Figure 7. Lining moment distribution for different lining thicknesses

6 CONCLUSIONS

There was found to be a power relation between lining thickness and the maximum settlement for the single tunnel case, which is given in Equation 7. Equation 7 can be used to estimate the maximum surface settlement above the tunnel centreline in terms of different lining thickness.

It was also verified that the lining thickness should not be less than or equal to 150 mm for such a case where the tunnel cross sectional area is about 60 m² and driven in a soil having similar properties to the London Clay.

Increase in the lining thickness did not change the place where the maximum and minimum moments occur. However, it was found that the magnitude of moment was affected by increase in the lining thickness.

Variation of lining thickness did not greatly increase or decrease the hoop stress concentration in the lining. The increase or decrease of the hoop stress concentration in the lining can be attributed to the ground stresses around the tunnel, and excavation sequence and geometry for advancing the tunnel face.

REFERENCES

- Atzl, G.V. & Mayr, J.K. 1994. FEM-analysis of Heathrow NATM trial tunnel. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Rotterdam Balkema; pp. 195-201.
- Bishop, A.W., Webb, D.L. & Lewin, P.I. 1965. Undisturbed samples of London clay from the Ashford Common shaft: strength-effective stress relationships. *Geotechnique*, 15: 1-31.
- Bowers, K.H. 1997. An Appraisal of the New Austrian Tunnelling Method in Soil and Weak Rock, PhD Thesis, The University of Leeds, 254pp.
- Drucker, D.C. and Prager, W. 1952. Soil Mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly Journal of Applied Mathematics*, 10: 157-165.
- Hibbitt, Karlson & Sorensen Inc. 1997. ABAQUS User's Manual, Version 5.7, Vol. 1, Rhode Island.
- Karakus, M. 2000. Numerical Modelling for NATM in Soft Ground. PhD Thesis, The University of Leeds, 235pp.
- Karakus, M. 2001. Predicting horizontal movement for a tunnel by empirical and FE methods. *Proceedings of the 17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey*, Ankara: MMO, pp. 697-703.
- Powell, D.B., Sigl, O. & Beveridge, J.P. 1997. Heathrow-Express-design and performance of platform tunnels at Terminal 4. *Tunnelling '97*, London, IMM, pp. 565-593.
- Rabcewicz, L. 1964. The New Austrian Tunnelling Method. *Water Power*, Part one, November 1964, pp. 453-457, *Water Power*, Part two, December 1964, pp. 511-515, *Water Power*, Part Three, January 1965, pp.19-24.
- Roscoe, K.H., Schofield A.N. & Wroth C.P., 1958. On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8: 22-53.
- Roscoe, K.H. & Burland, J.B. 1968. On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay, *Engineering Plasticity Conference, Cambridge*, pp. 535-607.
- Ryley, M.D. & Carder, D.R. 1995. The performance of push-in spade cells installed in stiff clay. *Geotechnique*, 45(3): 533-539.
- Sauer, G. 1994. Heathrow Express Rail Link NATM Trial Tunnel. Dr. G Sauer Design & Consulting Company Notes, Third Edition, Edited by Shani Wallis, pp.38-45.
- Thompson, R. 1999. HEX collapse case told of "50mm tunnel lining", *New Civil Engineer*, 28 January, p. 6.
- Wood, D.M. 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, pp.113-138.

İstanbul-Mevhibe İnönü Tüneli'nde tasman (yüzey oturması) eğrisi dönüm noktasının belirlenmesi

Determination of the inflection point of surface settlement curves at Mevhibe İnönü Tunnel of İstanbul

B.Arioğlu, A.Yüksel & E.Arioğlu

Yapı Merkezi İnş. San. A. Ş., 81180 Çamlıca-İSTANBUL

ÖZET: Tünel kazı faaliyetlerinden kaynaklanan yüzey oturması büyüklüklerinden maksimum tasman miktarının yanısıra tasman eğrisinin dönüm noktasının belirlenmesi gerekmektedir. Zira, yapısal hasarları oluşturan farklı oturma ve birim basınç, çekme deformasyon miktarlarının büyüklüğü bu parametrelerin bir fonksiyonudur. İstanbul Hafif Raylı Sistemi M. İnönü Tünelinin kazısı sırasında 38 adet ölçüm kesitinde yüzey oturma ölçümleri alınmıştır. Bu çalışmada geoteknik ölçümlerde elde edilen yüzey oturma eğrilerinin dönüm noktası, "Gauss Hata Fonksiyonu" (Normal Dağılım Eğrisi) kullanılarak istatistik matematiği ile belirlenmiştir.

ABSTRACT: The inflection point of settlement curve is closely related to differential settlements and tensile – compression deformations giving rise to building damages. In order to predict damage level of buildings in the metro tunnel projects the inflection point should be clearly determined. In this paper inflection point of settlement curves of Mevhibe İnönü Tunnel, is determined statistically making use of Gauss Error Function (Normal Distribution Curve). Also relationships between inflection point and tunnel geometry (depth, diameter) are set up taking several tunnel data in to consideration.

1 GİRİŞ

Metro ulaşım yapıları yoğun yerleşim alanlarındadır ve yerleşim yapısı ve topoğrafik koşullar nedeniyle derin tünel şeklinde inşaa edilmek durumundadır. Tünel açıldığı zaman başlıca iki nedenden ötürü Yüzeyde oturma meydana gelmektedir (Arioğlu ve Köylüoğlu, 1996).

- Açılan tünel bir drenaj kanalı gibi çalışmakta ve yeraltı su seviyesinde oluşan bu değişiklik zeminde su kaybına yol açmaktadır. Bu durum özellikle killi formasyonlarda konsolidasyon oturmasıyla sonuçlanmaktadır.
- Tüneldeki kazı sonucu tünel çevresindeki zemin kaybı tünel kazısında uygulanan kazı destekleme yöntemine, tüneli çevreleyen zeminlerin jeomekanik büyüklüklerine ve tünel geometrisine (çap ve derinlik) bağlı olarak yüzeye yansımaktadır.

Şekil 1'de tasman parametrelerinin fiziksel modelleri ve geometrik değişkenleri özetle gösterilmiştir. Tünel kazısı nedeniyle oluşan çökme profili "Gaus Hata Fonksiyonu-Normal Dağılım Eğrisi"ne uymaktadır (Birön ve Arioğlu, 1980, Arioğlu ve Yılmaz, 2001). Bu eğrinin başlıca iki büyüklüğü sözkonusudur. Bunlar maksimum yüzey oturması " S_{max} " ve dönüm noktasının tünel eksenine olan uzaklığı " i " dir. Yapı hasarları üzerinde etkili olan farklı oturma ve uzama (çekme), kısalma (basınç)

deformasyonu büyüklükleri yine yukarıda sıralanan iki parametrenin fonksiyonudur (Arioğlu ve Yüksel, 1984, 1985) (Şekil 1). Bu nedenle tasman eğrisi dönüm noktasının bilinmesi gereklidir.

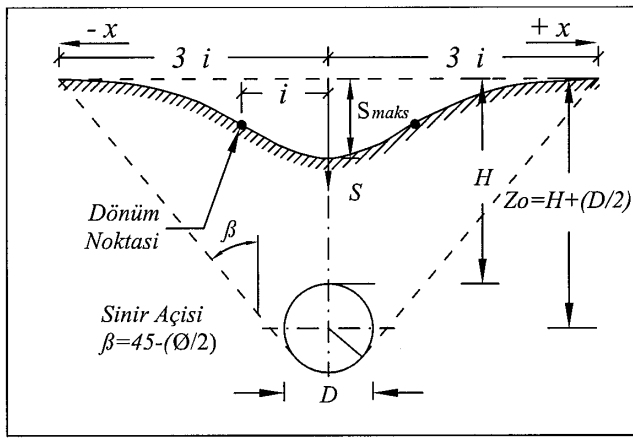
Bu çalışmada M. İnönü Tünelinde 38 ayrı ölçüm kesitinde yapılan geoteknik ölçümler sonucu elde edilen yüzey oturma profillerinin (Yapı Merkezi,1994) dönüm noktası, Gauss Hata Fonksiyonu kullanılarak istatistik matematiği ile belirlenmiştir. Buna ilaveten bulunan sonuçların, tünel geometrisi (derinlik, çap) ile olan ilişkileri literatürde rapor edilen diğer verilerle birlikte değerlendirilmiş ve tartışılmıştır.

2. M. İNÖNÜ TÜNELİ VE GEÇİLEN FORMASYONLARIN JEOTEKNİK BÜYÜKLÜKLERİ

M. İnönü Tüneli İstanbul Hafif Raylı Sistemi inşaatının İncirli-Bakırköy Lepra Hastanesi arasında, güzergahın km 6+108 – km 7+585'lerinde yer almaktadır. Tünel atnalı geometrik formunda, tektüp çift hat olarak projelendirilmiştir. Tünel üzerindeki örtü kalınlığı 6-20 m arasında değişmektedir. Ortalama kazı alanı 73 m² ($h=8,25m$, $b=10,76m$) olup kazı-destekleme işleminde "Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu" uygulanmıştır. Destekleme sisteminde 20-25 cm kalınlığında BS20 sınıfında püskürtme beton, çelik kafes iksa ($a=0,80-1,00$ m), tek-çift kat çelik hasır (Q 221/221 tip $q = 3,48$ kg/m² ve çimento enjeksiyonlu

kaya bulonu ($\varnothing$ 26 mm, $l = 3,85$ m, 8 adet/adım)

kullanılmıştır.

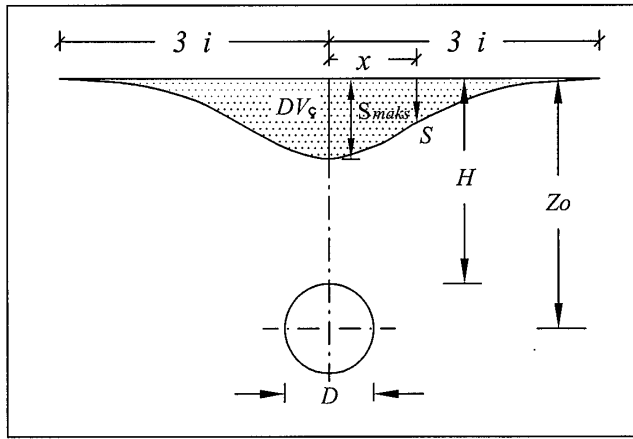


- Yüzey Oturma Eğrisi – Gauss Hata Fonksiyonu

$$S = S_{maks} \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)}$$

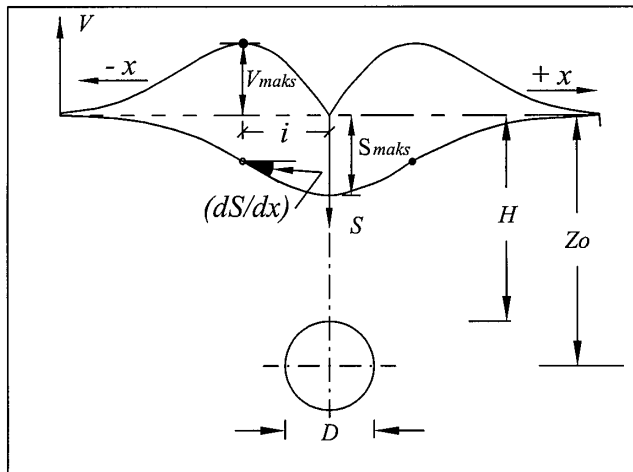
- Etki alanı : $3i$
- Sınır Açısı:

$$\beta = 45 - \frac{\phi}{2}$$



- Zemin Kaybı

$$DV_c = \int_{-3i}^{+3i} S \cdot dx \cong 2,5 \cdot i \cdot S_{maks}$$



- Maksimum Eğim, ($x = \pm i$)'de

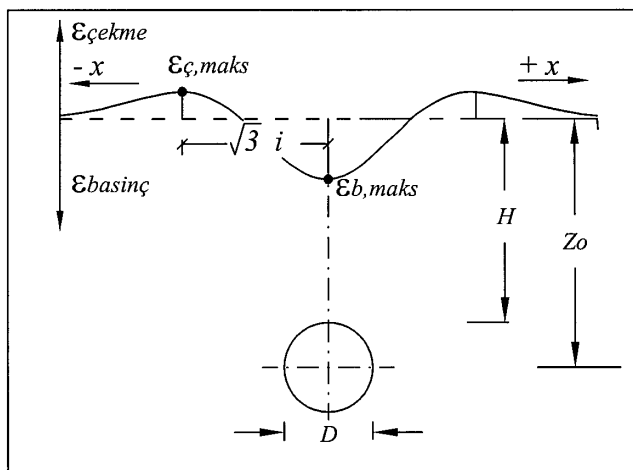
$$\frac{dS}{dx}_{x=\pm i} = 0,607 \cdot \frac{S_{maks}}{i}$$

- Yatay Yerdeğiştirme Eğrisi

$$V = \frac{x}{Z_o} \cdot S$$

- Maksimum Yatay Yerdeğiştirme, ($x = \pm i$)'de

$$V_{maks} = 0,607 \cdot \frac{i}{Z_o} \cdot S_{maks}$$



- Deformasyon Eğrisi

$$\frac{dV}{dx} = \frac{S_{maks}}{Z_o} \cdot \left(1 - \frac{x^2}{i^2}\right) \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)}$$

- Basınç Bölgesinde Maksimum Deformasyon

$$(\epsilon_{b,maks})_{x=0} = \frac{S_{maks}}{i^2}$$

- Çekme Bölgesinde Maksimum Deformasyon

$$(\epsilon_{\varsigma,maks})_{x=\pm\sqrt{3}\cdot i} = 0,466 \cdot \frac{S_{maks}}{Z_o}$$

Şekil 1. Tasman (Yüzey Oturma) Büyüklükleri (Birön ve Arıoğlu, 1980, Arıoğlu ve Yılmaz, 2001)

Yapım yöntemine ilişkin ayrıntılı bilgiler (Arioğlu vd., 1994a) kaynağında verilmiştir.

Tünelin içerisinden geçtiği jeolojik ortamda, tabanda siltli kil ve kilden oluşan Güngören Formasyonu ve bunun üzerinde ince kil aratabakaları içeren çok sık çatlaklı kireçtaşı ve marn araldanmasından oluşan Bakırköy Formasyonu bulunmaktadır (Yüzer vd., 1992, Yoldaş, 1992). Güngören ve Bakırköy formasyonu birbiri ile uyumlu olup 2-10 ° güneydoğuya eğimli, hafif ondülasyonlara sahiptir. Tünelin doğu girişinden itibaren ilk 200 m’lik bölümünde ayna yüzeyinin tamamını kireçtaşı-marn tabakaları kaplamaktadır.

Bundan sonraki yaklaşık 100 m’lik bölümde kireçtaşı marn tabakaları geçişli olarak yerini siltli kil ve kil tabakalarına bırakmaktadır. Bahçelievler İstasyonu ile tünelin batı girişi arasında ise tabakalarının ondülasyonuna bağlı olarak tünel aynasının üst yarısında zaman zaman kireçtaşı-marn tabakaları yer almaktadır (Arioğlu vd., 1994a). Geçilen formasyonların jeoteknik büyüklükleri Çizelge 1’de özetlenmiştir. Çizelgeden anlaşılabileceği üzere kil ve siltli kil tabakaları “katı-çok katı kil”, kireç taşı marn tabakaları ise “zayıf kaya” sınıfındadır.

Çizelge 1. Geçilen Formasyonların Ortalama İndeks ve Jeomekanik Büyüklükleri (Yüzer vd, 1992, Yoldaş, 1992)

Jeomekanik Büyüklük	Güngören Formasyonu	Bakırköy Formasyonu		
	Kil	Kil	Siltli Kil	Kireçtaşı- Marn
Birim Hacim Ağırlık, γ_n , kN/m ³	17,9	18,3		22,9
Standart Penetrasyon Testi, $SPT(N/30cm)$	37	46	-	-
Plastisite İndeksi, PI	30,4	25	-	-
Kaya Kalite Derecesi, RQD , %	-	-	-	17
Basınç Dayanımı, $\sigma_{b,lab}$, MPa	-	-	-	16,9
Kohezyon, C , MPa	-	0,037		3,73
Elastisite Modülü, E_{lab} , MPa	16,4 (*)	44,3 (*)	57,8	2537
İçsel Sürtünme Açısı, ($^{\circ}$)	-	9	19	45,5
Poisson Oranı, ν	-	-	-	0,24
Tabaka Kalınlığı ,m	1,0-5,7	1,0-6,0		9,5-17,0

(*) Presiyometre deneylerinden belirlenmiştir.

4 YÜZEY OTURMA ÖLÇÜMLERİ

Kazısı sırasında tünel güzergahı üzerinde 38 adet geoteknik ölçüm noktası oluşturulmuş ve her ölçüm kesitinde 3-8 adet olmak üzere toplam 200 adet yüzey oturma noktası tesis edilmiştir. Ölçümler hassas nivo ve invar mira kullanılarak yapılmış ve yapılan ölçümlere ait veriler PCde özel bir yazılım ile işlenmiştir. Her kesitte yapılan yüzey oturma ölçümleri değerlendirilerek çökme teknesinin profili elde edilmiştir. Bununla ilgili ayrıntılar (Arioğlu vd., 1994b) kaynağında ele alınmıştır.

5 YÜZEY OTURMA PROFİLLERİNİN İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRİLMESİ İLE DÖNÜM NOKTASININ BELİRLENMESİ

Tünel kazısı sırasında zemin kaybindan oluşan yüzey tasmanın profili “Gauss Hata Fonksiyonu” olarak bilinen analitik ifadesine uymaktadır (Martos, 1958, Birön ve Arioğlu, 1980, Arioğlu ve Yılmaz, 2001).

$$S = S_{maks} \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad [1]$$

Burada:

S = tünel eksenine (x) mesafedeki tasman miktarı

i = tasman eğrisi dönüm noktasının tünel eksenine olan uzaklığı,

S_{maks} = tünel eksenindeki tasman miktarı

Yukarıdaki bağıntıda

$$\ln(S) = Y, \quad x^2 = X$$

$$\left(-\frac{1}{2i^2}\right) = A, \quad \ln(S_{maks}) = B,$$

dönüşümleri uygulanırsa;

$$Y = AX + B \quad [2]$$

doğrusal ifadesi elde edilir. Tasman profillerine ait veriler yukarıda belirtilen dönüşümler uygulanmış ve en küçük kareler metodu ile lineer regresyon ifadeleri belirlenmiştir. Bulunan lineer ifadelerdeki doğrunun “eğimi”nin geri dönüşümü ile “ i ” büyüklüğü elde edilmiştir. Bazı ölçüm istasyonlarında çökme profiline ait yeteri kadar nokta olmaması nedeniyle bu istasyonlara ait veriler analize sokulmamıştır. Analize dahil edilen ölçüm istasyonlarına ait sonuçlar Çizelge 2’de özetlenmiştir.

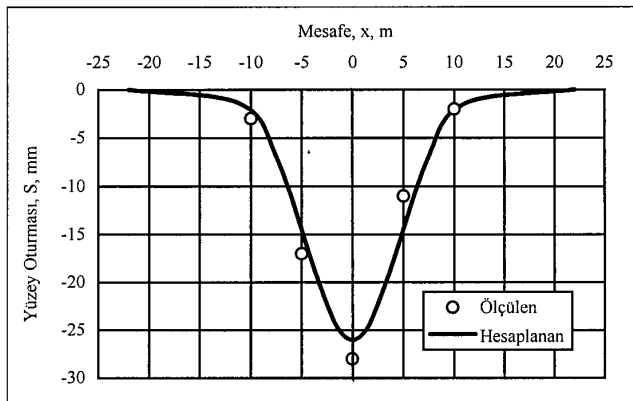
Şekil 2–5’de bazı tipik ölçüm kesitlerine ait tasman profilleri ve elde edilen regresyon doğruları yer almaktadır

Çizelge 2. Ölçüm Kesitlerindeki Tasman Profillerine ait Regresyon Analizi Sonuçları (*)

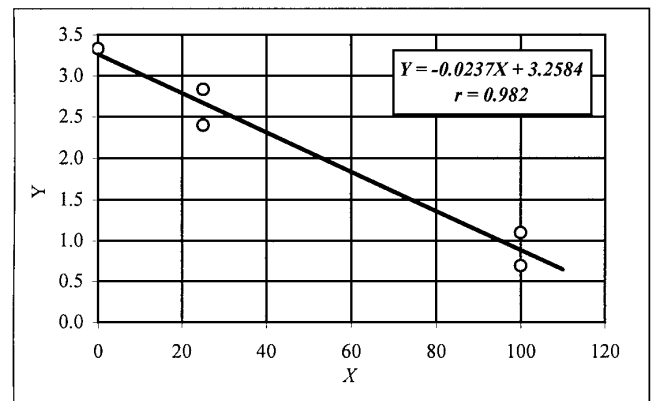
İstasyon No	km	Eşdeğer Derinlik, Z_o , m	Regresyon Doğrusu Eğimi A	Hesaplanan Dönüm Noktası, i , m	Korelasyon Katsayısı, r
MS.2	6+123	12,75	-0,0237	4,59	0,982
MS.3	6+132	12,65	-0,0192	5,10	0,985
MS.5	6+216	14,65	-0,0209	4,89	1,000
MS.6	6+239	15,15	-0,0632	2,81	0,998
MS.8	6+278	15,95	-0,0351	3,78	0,972
MS.9	6+327	16,25	-0,0229	4,67	0,995
MS.10	6+361	16,35	-0,0105	6,90	0,997
MS.11	6+404	16,65	-0,0215	4,83	0,999
MS.14A	6+488	16,35	-0,0117	6,53	0,994
MS.16	6+600	15,25	-0,0086	7,62	0,989
MS.18	6+700	14,75	-0,0187	5,17	0,985
MS.19	6+750	14,75	-0,0558	2,99	0,988
MS.20	6+800	15,95	-0,0132	6,16	0,999
MS.21	6+836	16,35	-0,0092	7,36	0,962
MS.22	6+878	16,79	-0,051	9,94	0,955
MS.23A	6+990	20,29	-0,0192	5,10	0,997
MS.31	7+378	16,87	-0,0142	5,94	0,987
MS.35	7+570	9,65	-0,0040	11,21	0,910

(*) Analiz verileri (Yapı Merkezi,1994) kaynağından alınmıştır.

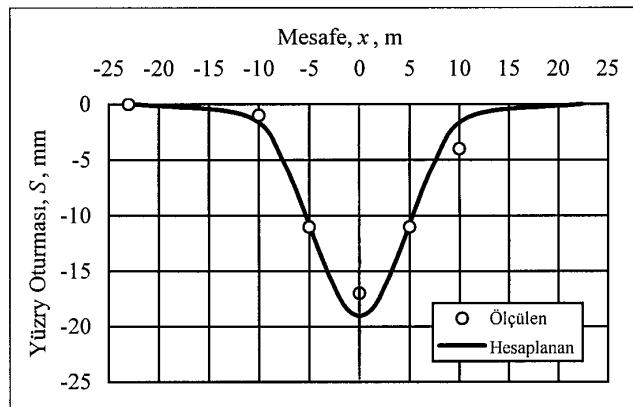
$Z_o = H + (D/2)$; H : Tünel Örtü Kalınlığı, D : Tünel Eşdeğer Çapı



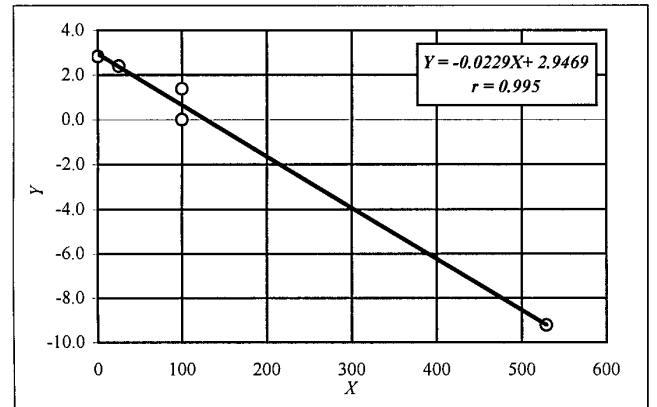
Şekil 2a. MS.2 Ölçüm Kesitinde Çökme Profili



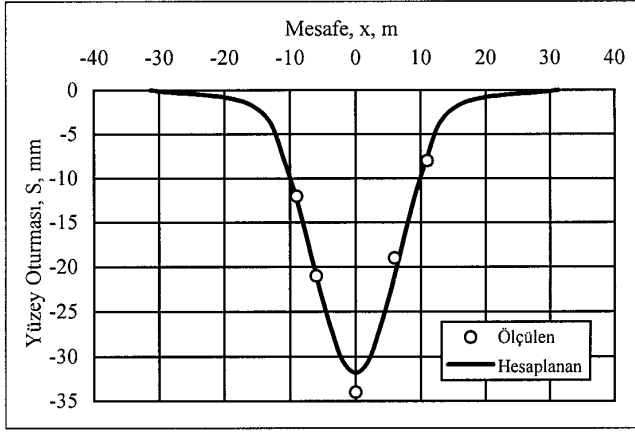
Şekil 2b. MS.2 Ölçüm Kesitinde Çökme Profiline ait Dönüştürülmüş Regresyon Doğrusu



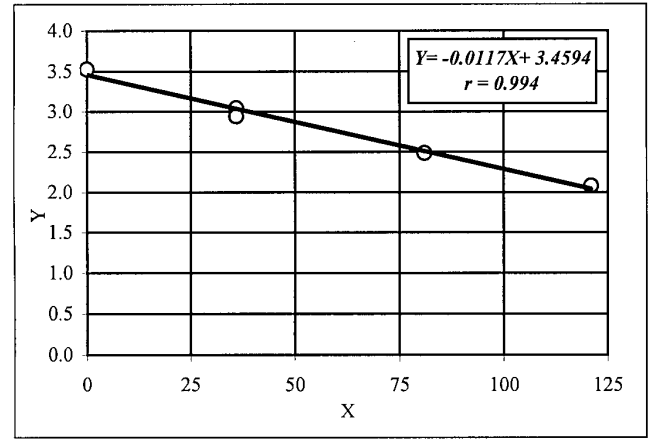
Şekil 3a. MS.9 Ölçüm Kesitinde Çökme Profili



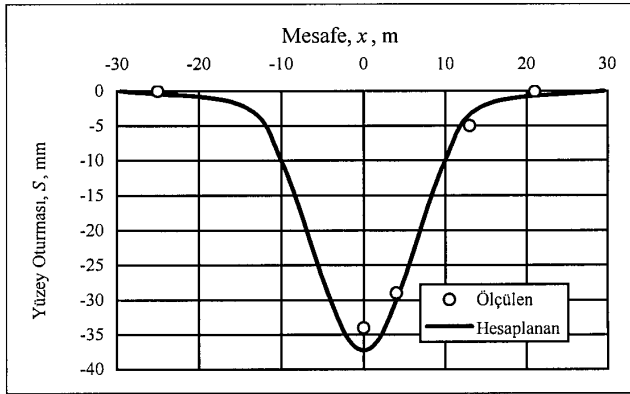
Şekil 3b. MS.9 Ölçüm Kesitinde Çökme Profiline ait Dönüştürülmüş Regresyon Doğrusu



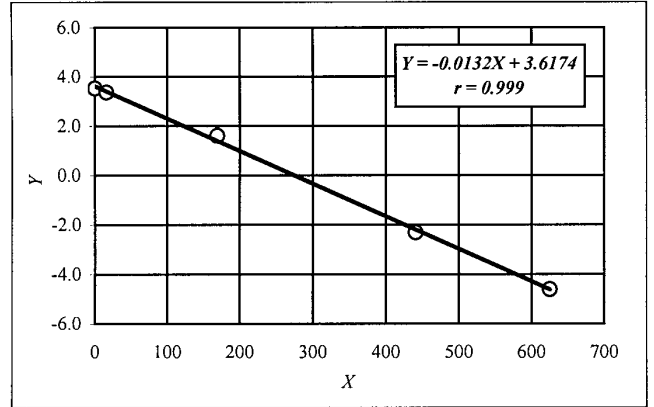
Şekil 4a. MS.14a Ölçüm Kesitinde Çökme Profili



Şekil 4b. MS.14a Ölçüm Kesitinde Çökme Profiline ait Dönüştürülmüş Regresyon Doğrusu



Şekil 5a. MS.20 Ölçüm Kesitinde Çökme Profili



Şekil 5b. MS.20 Ölçüm Kesitinde Çökme Profiline ait Dönüştürülmüş Regresyon Doğrusu

6 TASMAN EĞRİSİ DÖNÜM NOKTASININ FARKLI YAKLAŞIMLARLA KESTİRİMİ

Tasmandan kaynaklanan zemin kaybı tasman profilinin üzerindeki alan miktarı olup

$$V_k = 2,506 \cdot i \cdot S_{maks} \quad [3]$$

ifadesi ile bellidir (Şekil 1). Tünel cidarındaki zeminin elastik sınırlar içerisinde yapacağı radyal kapanma “u” dolayısıyla oluşacak zemin kaybı ise

$$V_t = \pi \cdot u \cdot D \quad [4]$$

$$u = \frac{D}{2} \cdot \left(\frac{1+\nu}{E_y} \right) \cdot (P_s + \gamma \cdot Z_o) \quad [5]$$

ifadeleri ile bellidir.

$$V_t = V_k$$

kabulu yapılır (Schmidt, 1969, Arıoğlu vd., 1992, Arıoğlu vd., 1993) ve gerekli kısaltmalar yapılırsa;

$$i = 0,628 \frac{D^2}{S_{maks}} \cdot \left(\frac{P_s + \gamma \cdot Z_o}{E_y} \right) \cdot (1+\nu) \quad [6]$$

ifadesi elde edilir.

Burada, açıklanmayan sembollerin anlamları;

D= tünelin eşdeğer çapı,

E_y = tüneli çevreleyen formasyonların yerinde elastisite modülü,

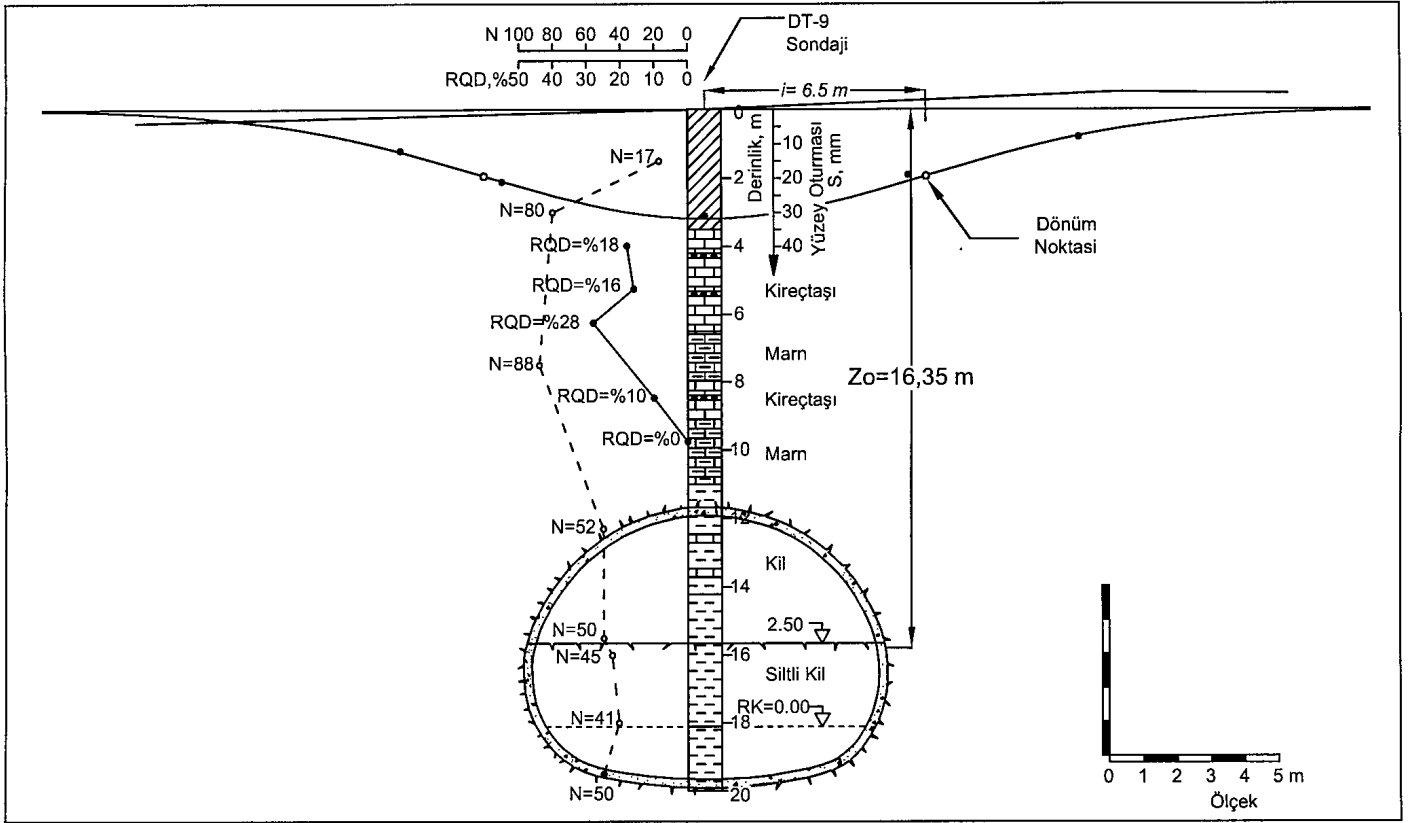
P_s = tünel üzerindeki yapı veya trafik yükünden kaynaklanan ilave yük miktarı. Pratik olarak bu değer 1 t/m² kabul edilmektedir.

M. İnönü Tüneli’nin km 6+488’de bulunan ölçüm kesitine ait jeomekanik koşullar için dönüm noktası değeri “i”, yukarıdaki bağıntı kullanılarak burada hesaplanmıştır.

Veriler:

- D $\cong$ 9,60 m
- γ_{ort} = 20 t/m³ (Çizelge 1’den killi ve kireçtaşı tabakalarının ortalama yoğunluğu alınmıştır.)
- $\nu \cong$ 0,25 (Çizelge 1’den)
- S_{maks} = 0,034 m (Çizelge 2’den km 6+488 deki ölçüm sonucu)
- H= 16,35 m (Şekil 6)
- E_y büyüklüğü tabakaların çatlaklılık, ayrışma durumunu ve laboratuvar basınç dayanımını dikkate alan bağıntı (Hoek ve Brown, 1998) yardımıyla bulunabilir.

$$E_y = \sqrt{\frac{\sigma_{b,lab}}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{GSI-10}{40} \right)} \quad [7], \text{ GPa}$$



Şekil 6. MS 14A Ölçüm Kesitinde (km 6+488) Zemin Profili ve Hesaplanan Tasman Parametreleri

Geçilen kaya ortamın Kaya Kalite Derecesi-RQD değeri bu kesite isabet eden sondajda ortalama %15 mertebesinde (Şekil 6). Bu değer formasyonun “Çok Zayıf” kaya olduğunu göstermektedir. Kireçtaşı marn ardalanmasındaki Yumuşak kil ara tabakalarının da bulunduğu gözönünde tutulursa formasyonun “Jeolojik Dayanım İndeksi” için $GSI \approx 25$ değeri alınabilir (Hoek vd.,1998). Kayanın laboratuvar basınç dayanımı ise Çizelge 1’den $\sigma_{b,lab} = 17,0$ MPa alınmıştır. Ve Eşitlik 7’den;

$$E_y = \sqrt{\frac{17}{100}} \cdot 10^{\left(\frac{25-10}{40}\right)} \approx 1 \text{ GPa} = 100.000 \text{ t/m}^2$$

bulunur. Değerler Eşitlik 6’da yerine koyulursa;

$$i = 0,628 \times \frac{(9,6)^2}{0,034} \times \left(\frac{1 + 20 \times 16,35}{100.000} \right) \times (1 + 0,25)$$

$$i \approx 6,9 \text{ m}$$

bulunur.

Maden mühendisliği bilim disiplininde çökme eğrisinin etki alanı içsel sürtünme açısına bağlı olarak

$$3i = \left[\frac{D}{2} \cdot \cos \beta + \left(Z_o - \frac{D}{2} + \frac{D}{2} \cdot (1 + \sin \beta) \right) \tan \beta \right]$$

[8]

ifadesi ile tanımlanmaktadır (Birön ve Aroğlu, 1980).

Yukarıda verilen bağıntının grafik gösterimi Şekil 7’de belirtilmiştir.

“ β ” içsel sürtünme açısı cinsinden $\beta = 45 - (\phi / 2)$ ’dir. Siltli kil ve kireçtaşı-marn tabakalarının ortalama içsel sürtünme açısı $\phi_{ort} = (9 + 45) / 2 \approx 27^\circ$ alınırsa, $\beta = 45 - (27 / 2) \approx 30^\circ$

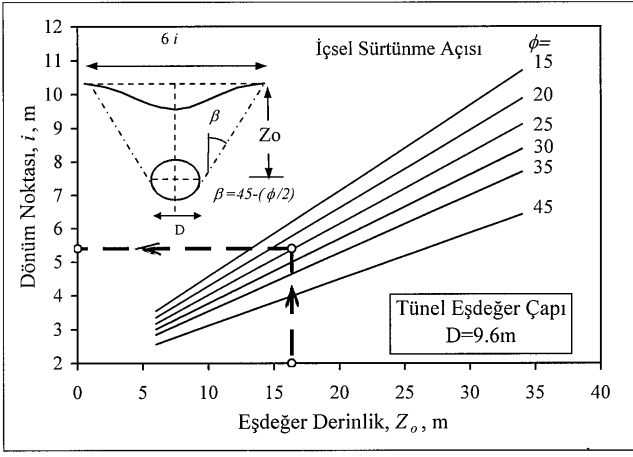
için dönüm noktası değeri “ i ”

$$i = \frac{1}{3} \times \left[\frac{9,6}{2} \cdot \cos 30 + \left(16,35 - \frac{9,6}{2} + \frac{9,6}{2} \times (1 + \sin 30) \right) \tan 30 \right]$$

$$i = 5,00 \text{ m}$$

hesaplanır. İçsel sürtünme açısı, ayrılmış ve çatlaklı kayalarda Jeolojik Dayanım İndeksi GSI’ye bağlı olarak, Hoek tarafından verilen abaktan (kireçtaşı için $m_i = 10$) $GSI = 25$ için $\phi = 25^\circ$ olarak belirlenebilir (Hoek vd.,1998, Arıoğlu ve Yüksel, 1999). İçsel sürtünme açısının bu değeri için dönüm noktası büyüklüğü Şekil 7’den $i = 5,4$ m bulunur.

Görüldüğü gibi istatistiksel olarak belirlenen “ i ” değeri ve diğer iki yaklaşım ile hesaplanan sonuçları mertebe olarak birbirleri ile uyum içindedir.



Şekil 7. Dönüm Noktasının Eşdeğer Derinlik ve İçsel Sürtünme Açısına bağlı Değişimleri

Metro tünellerinde eşdeğer çap 6 -10 m arasında değişmektedir. Diğer taraftan tüneli çevreleyen zeminlerin birim hacim ağırlığı 1,7 -2,4 t/m³, Poisson oranı ise 0,2-0,4 mertebelerindedir. Geçilen ortamın yerinde elastisite modülü ortamın türüne, kaya ortamlarda ayrışma ve çatlaklılık durumuna göre kısmen daha geniş aralıkta değerler alacaktır. Dolayısıyla dönüm noktası değeri hassas olarak geçilen ortamın elastisite modülü ile yakından ilintilidir.

Nitekim “i” büyüklüğü literatürde eşdeğer derinliğin bir katı olarak

$$i = A \cdot Z_o \quad [9]$$

şeklinde verilmektedir. “A” değerinin farklı zemin türlerinde aldığı değerler Çizelge 3’de belirtilmiştir.

Bu çalışmada “A”nın ortalama değeri 0,38 bulunmuştur. (Şekil 8) Mevhibe İnönü tüneline geçilen zeminlerin çatlaklı kaya ve katı killeri (Standart Penetrasyon Testi-SPT N>30) olduğu dikkate alınır ise bulunan “A” değerinin literatürdeki değerlerle uyum içinde olduğu ifade edilebilir.

“i” değerinin tahmini için verilen başka bir ampirik bağıntı ise

$$i = A \cdot Z_o + B \quad [10]$$

şeklindedir. Bu ifadedeki “A” ve “B” değerinin bazı zemin türlerinde aldığı değerler aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir. (Çizelge 4)

Arioğlu vd., 1992 kaynağında bu modelin denenmesi için kullanılan veriler, bu çalışmada M. İnönü Tüneli’nde elde edilen sonuçlar ile birlikte tekrar değerlendirilmiştir. Yapılan istatistiksel analizin sonuçları Şekil 8 üzerinde gösterilmiştir.

Aynı veriler ile

$$\frac{2i}{D} = A \left[\frac{Z_o}{D} \right]^n \quad [11]$$

şeklindeki ampirik ifade için de istatistiksel analiz yapılmış ve elde edilen sonuç Şekil 9 üzerinde belirtilmiştir. Keza bu analitik modelde “A” ve “n” değerlerinin farklı zemin türlerinde aldığı değerler Çizelge 5’de özetlenmiştir.

Çizelge 3. ($i=A.Z_o$) Bağıntısında “A”nın Farklı Zeminlerde Aldığı Değerler

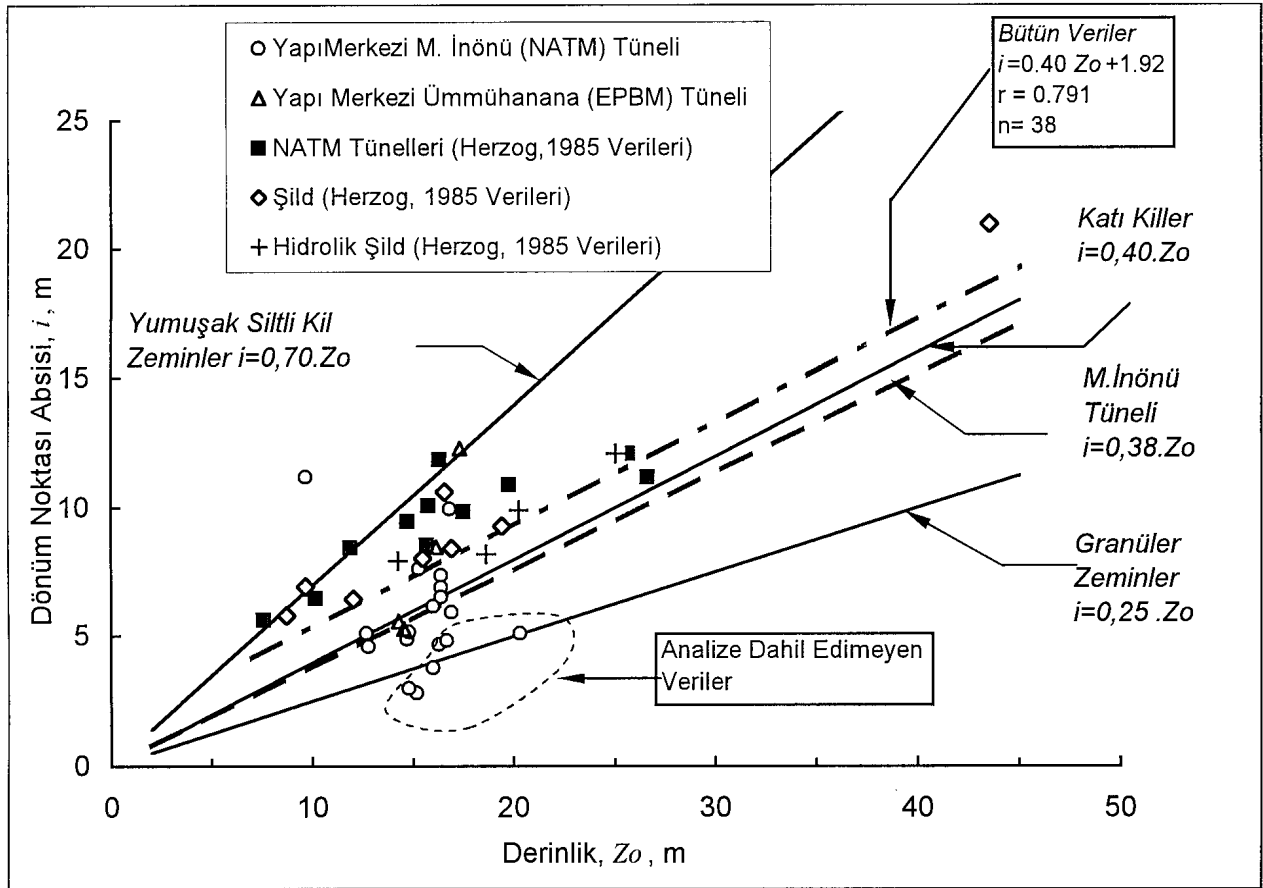
Zemin türü	A	Kaynak
Katı Killer	0,4	O'Reilly-New, 1982,
Kumlu Katı Killer	0,5-0,6	Oteo vd. , 1999
Yumuşak Siltli Killer	0,7	Glossop, 1978
Kil-granüler ve Karışık zeminler	0,2-0,3	Rankin, 1988
Bütün Zeminler Ortalama	0,5	O'Reilly-New, 1982, Glossop, 1978
Karışık Zemin (Kireçtaşı-Marn, Katı Kil, Siltli Kil)	0,38	Bu Çalışma, YATM Metodu, D=9,6m, Zo=9-20 m

Çizelge 4. Farklı Zemin Türlerinde “A” ve “B” Değerleri

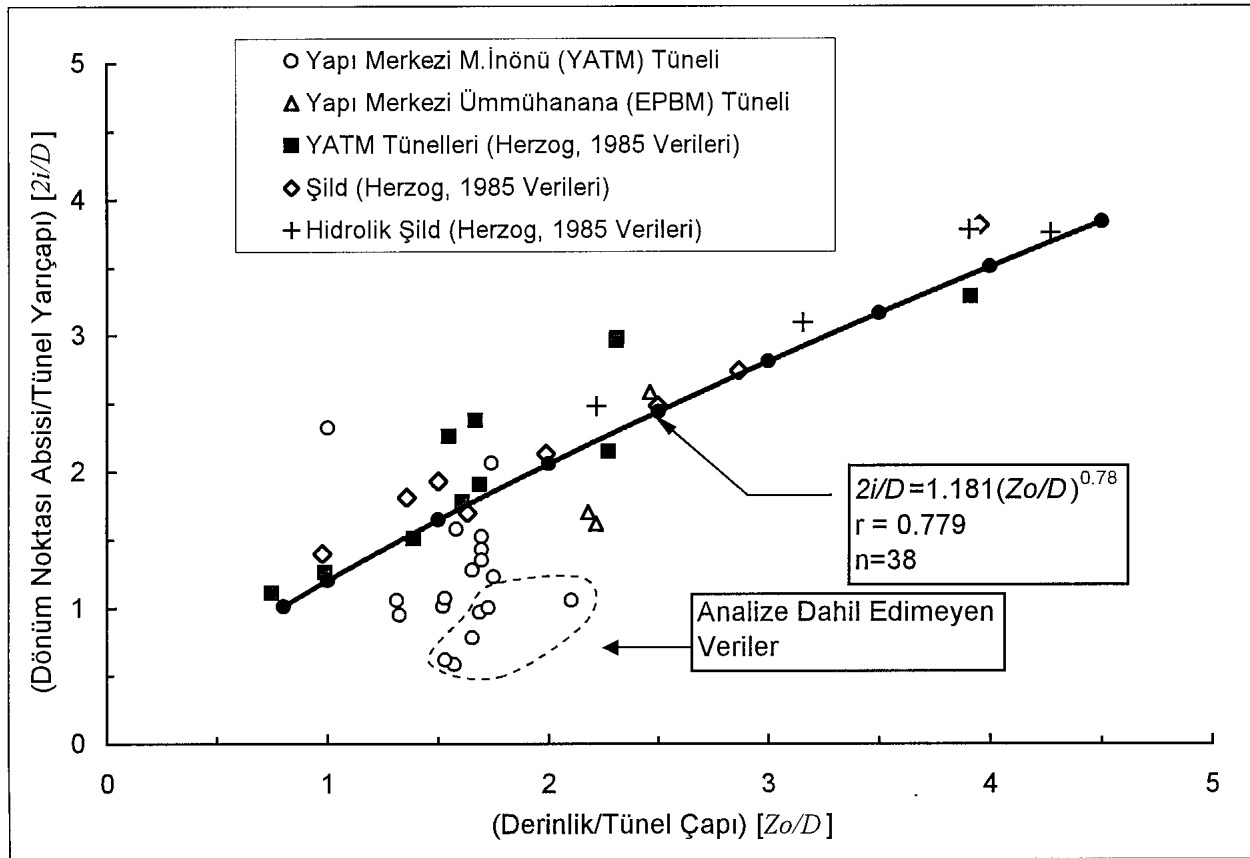
Zemin türü	İfade	Açıklama	Kaynak
Kohezyonlu Killer	$i=0,43 Z_o+1.1$, (m)	Şidli Tünel	O'Reilly-New, 1982 , Hamza, 1999
Granüler Zeminler	$i=0,28 Z_o-0.1$, (m)		O'Reilly-New, 1982, Hamza, 1999
Killi Zeminler	$i=0,40 Z_o+0.60$, (m)	Genelde Şild Tünel Açma Metodu, Genelde killi Zeminler	Yapı Merkezi, 1992,
Karışık Zemin	$i=0,386 Z_o+2.84$, (m)	YATM Tünel Metodu	Yapı Merkezi, 1992
Karışık Zemin (Kireçtaşı-Marn, Katı Kil, Siltli Kil)	$i=0,40 Z_o+1,92$ (m)	M. İnönü Tüneli ve Herzog, 1985 Dataları n=38 data, r=0,791	Bu çalışma

Çizelge 5. Farklı Zemin Türlerinde $(2 i/D)=A(Z_o/D)^n$ ifadesine ait “A” ve “n” Değerleri

Zemin türü	A	n	Açıklama	Kaynak
Kil	1.0	0.8		Schimdt, 1969, Hamza vd., 1999
Kil	1.0	1.0	Uzun vadeli Tasman	Atwell, 1981, Hamza vd., 1999
Kil	1.0	1.0		Leca, 1989
Kil	1.392	0.704	YATM, Şild ve Hidrolik Şild	Arıoğlu vd., 1992
Kum-Çakıl	0.82	0.36	Yeraltı Su Seviyesinin Üzerinde	Atwell, 1981
Kum-Çakıl	0.74	0.90	Yeraltı Su Seviyesinin Altında	Atwell, 1981, Hamza vd., 1999
Kum-Çakıl	0.63	0.97	Yeraltı Su Seviyesinden Bağımsız	Atwell, 1981, Hamza vd., 1999
Kum-Çakıl	0.774	0.837		Arıoğlu vd., 1992
Dolgu	1.70	0.70		Atwell, 1981
Karışık Zemin (Kireçtaşı-Marn, Katı Kil, Siltli Kil)	1, 181	0,78	M. İnönü Tüneli ve Herzog, 1985 verileri, n=38 data, r=0,779	Bu çalışma



Şekil 8. Derinlik - Dönüm Noktası İlişkileri



Şekil 9. Dönüm Noktası –Tünel Geometrisi İlişkileri

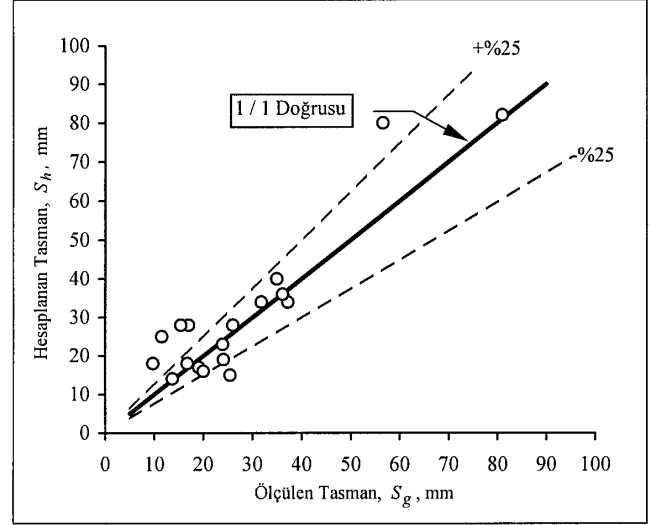
7 YÜZEY OTURMA PROFİLLERİNİN İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRİLMESİ İLE MAKSİMUM TASMAN MİKTARININ TAHMİNİ

5. bölümde ele alınan istatistiksel analiz sonucu elde edilen regresyon doğrularının sabit sayısı “B” maksimum tasman büyüklüğü ile ilgilidir. Bu değerlerin

$$e^B = S_{maks}$$

geri dönüşümü ile maksimum tasman miktarı tahmin edilir. Analize dahil edilen ölçüm kesitlerine ait gözlenen ve hesaplanan tasman miktarları Çizelge 6’da belirtilmiştir. Aynı çizelgede yapılan kestirimdeki $\pm$ hata miktarları da verilmiştir. Yapılan değerlendirme sonucunda hata ortalamasının $\pm$ %27 olduğu belirlenmiştir. Bazı kesitlerdeki hata miktarlarının sözelimi -%117, -%85 gibi büyük değerler alması lokal jeolojik farklılıklardan veya iksa sisteminin katılıklarındaki farklılıklarından kaynaklanabilir. Bu konuda belirtilebilecek diğer bir husus da ölçüm kesitinde yer alan noktaların sayısı ve noktalar arasındaki mesafedir. Bu nedenle proje tasarım aşamasında ölçüm kesitlerinin en az 5 veya daha fazla nokta bulunduracak şekilde ve noktalar arasındaki

mesafenin bir geometrik seri ile artan aralıklarda düzenlenmesi önerilmektedir. Şekil 10’da hesaplanan ve ölçülen tasmanların 1/1 doğrusu üzerindeki dağılımı gösterilmiştir



Şekil 10. Ölçülen ve Hesaplanan Maksimum Tasman Değerlerinin 1/1 Doğrusu Üzerindeki Dağılımı

Çizelge 6. Tasman Regresyon Analizi Sonuçları ve Maksimum Tasman Miktarının Tahmini (*)

İstasyon No	km	Eşdeğer Derinlik, Z _o , m	Ölçülen Tasman, S _g , mm	Regresyon Doğrusu Sabiti B	Korelasyon Katsayısı, r	Hesaplanan Tasman, S _h , mm	Hata Miktarı $\pm\Delta$, % (**)
MS.2	6+123	12,75	28	3,2584	0,982	26,01	-7.7
MS.3	6+132	12,65	18	2,2734	0,985	9,71	-85.4
MS.5	6+216	14,65	14	2,6246	1,000	13,66	-2.5
MS.6	6+239	15,15	15	3,2355	0,998	25,42	41.0
MS.8	6+278	15,95	18	2,8175	0,972	16,73	-7.6
MS.9	6+327	16,25	17	2,9469	0,995	19,05	10.8
MS.10	6+361	16,35	28	2,8336	0,997	17,01	-64.6
MS.11	6+404	16,65	23	3,1754	0,999	23,94	3.9
MS.14A	6+488	16,35	34	3,4594	0,994	31,80	-6.9
MS.16	6+600	15,25	82	4,3940	0,989	80,96	-1.3
MS.18	6+700	14,75	80	4,0356	0,985	56,58	-41.4
MS.19	6+750	14,75	25	2,4431	0,988	11,51	-117.2
MS.20	6+800	15,95	34	3,6174	0,999	37,21	8.6
MS.21	6+836	16,35	36	3,5872	0,962	36,13	0.4
MS.22	6+878	16,79	28	2,7343	0,955	15,40	-81.8
MS.23A	6+990	20,29	19	3,1812	0,997	24,07	21.1
MS.31	7+378	16,87	16	2,9932	0,987	19,95	19.8
MS.35	7+570	9,65	40	3,5543	0,910	34,96	-14.4

(*) Analiz verileri (Yapı Merkezi,1994) kaynağından alınmıştır.

$$\pm \Delta = \frac{S_h - S_g}{S_h} \times 100$$

(**) Hata miktarı $\frac{S_h - S_g}{S_h}$ şeklinde hesaplanmıştır.

8 SONUÇLAR

Bu çalışmanın çerçevesinde ele alınan konulardan ortaya çıkartılan sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

- Mevhibe İnönü Tüneli kazısı sırasında yapılan yüzey oturma (tasman) ölçümlerinde elde edilen çökme profillerine ait dönüm noktası büyüklüğü “i”, Gauss Hata Fonksiyonu kullanılarak istatistik matematiği ile belirlenmiştir (Çizelge 2).
- Dönüm noktası değeri, tipik bir ölçüm kesitinde, geçilen ortamın jeomekanik özelliklerini dikkate alan “zemin kaybı” ve “etki alanı” prensiplerine dayanan iki farklı yaklaşımla hesaplanmıştır. İstatistiksel olarak kestirilen ve jeomekanik yaklaşımlarla belirlenen dönüm noktası değerlerinin belirli bir mertebe içerisinde birbirleri ile uyum içerisinde olduğu anlaşılmıştır.
- İstatistiksel olarak bulunan “i” değerlerinin tünel geometrisi (derinlik, çap) ile olan istatistiksel ilişkileri literatürde rapor edilen benzeri veriler ile birlikte değerlendirmeye alınmıştır. (Çizelge 3, 4, 5, Şekil 8, 9) Bu değişimlerden yararlanılarak yapı hasarlarını denetleyen ana büyüklükler (maksimum eğim, ortalama eğim, yatay yer değiştirme, birim kısalma - uzama deformasyonu) belirlenebilir (Şekil 1).
- Gauss Hata Fonksiyonu modeli kullanılarak istatistiksel olarak hesaplanan maksimum tasman değerlerinin ölçülen tasman değerleri ile karşılaştırması yapılmıştır. Hesaplanan tasman değerleri ölçülen değerlerden yaklaşık $\pm\%25$ mertebesinde sapmıştır (Şekil 10).

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve akademik destekleri için Yapı Merkezi Holding A.Ş. Yönetim Kurulu Başkanı Sayın. Dr. Müh. Ersin ARIÖĞLU'na ve Yapı Merkezi Yönetim Kurulu Murahhas Üyesi Sayın. İnş. Y. Müh. Emre AKAR'a ve Ağır İnşaatlar Grup Direktörü Sayın Müh. Naim İŞLİ'ye teşekkür etmeyi görev sayarlar. Çalışmada belirtilen tüm görüş ve değerlendirmeler yazarlarına ait olup Yapı Merkezi, diğer herhangi kurum ve kuruluşu bağlamaz.

KAYNAKLAR

- Arıoğlu E., Yılmaz, A.O., 2001, *Pratik Madencilik Problemleri*, Maden Mühendisleri Odası, Ankara.
- Arıoğlu E., Yüksel, A., 1999, *Tünel ve Yeraltı Mühendislik Yapılarında Çözümlü Püskürtme Beton Problemleri*, Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, (Temmuz).
- Arıoğlu E., Köylüoğlu, O.S.: 1996, İzmir Metrosu TBM Tünel Metodu için Çökme ve Arın Basıncı

- Değerlendirmesi, *İç Rapor No:YM/AR-GE/96-3B, AR-GE Bölümü,Yapı Merkezi*, İstanbul.
- Arıoğlu, B., Yüksel, A., ve Arıoğlu, E., 1994a, İncirli M. İnönü Tüneli Yapım Çalışmaları ve Üretim Parametreleri, *I. Ulaştırma ve Yeraltı Kazıları Sempozyumu*, Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, (Şubat).
- Arıoğlu, B., Yüksel, A., ve Arıoğlu, E., 1994b, İncirli - M.İnönü Tünelinde Uygulanan Geoteknik Ölçümler Ve Değerlendirmesi *I. Ulaştırma ve Yeraltı Kazıları Sempozyumu*, Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, İstanbul, (Şubat).
- Arıoğlu Ergin, Arıoğlu, B., Arıoğlu Erdem, Odbay, O., 1993, Metro Tünel Projelerinde Yüzey Tasman Büyüklüklerinin Yarı - Teorik Yaklaşımlarla Belirlenmesi. *Türkiye 13. Madencilik Bilimsel ve Teknik Kongresi*, Maden Mühendisleri Odası, Ankara.
- Arıoğlu Ergin, Arıoğlu Erdem, Odbay, O., 1992, Sığ ve Orta Derin Yeraltı Mühendislik Yapılarının Açılmasından Kaynaklanan Yüzey Tasmanına ait Parametrelerin Kestirimi, *4. Zemin Mekanikliği ve Temel Mühendisliği Kongresi*, 22-23 Ekim, İstanbul.
- Arıoğlu E., Yüksel, A., 1985, Zonguldak Kömür Havzasında Tasman Yapı Hasarları ve Bunların Değerlendirilmesi, *Madencilik Dergisi*, Maden Mühendisleri Odası Yayın Organı, Cilt XXIV, No.4, Ankara
- Arıoğlu E., Yüksel, A., 1984, Classification of House Damages due to Mining Subsidence, *Housing Science*, Vol. 8, No.4, pp 361-372, Miami
- Birön, C., Arıoğlu E., 1980, *Madenlerde Tahkimat İşleri ve Tasarımı*, Birsan Yayınevi, İstanbul.
- Attwell, P.B., 1981, Site Investigation and Surface Movements In Tunneling Works, *Soft Ground Tunneling Failures and Displacements*, Eds.(D. Resendis ve ark.), Rotterdam, Balkema.
- Glossop, N.H., 1978, Soil Deformation Caused by Soft Ground Tunneling, *Ph D Thesis*, University of Durham.
- Hamza, M., Ata, A., Roussin, A., 1999, Ground Movements Due to Construction of Cut-and-Cover Structures and Slurry Shield Tunnel of the Cairo Metro, *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol.14, No.3, pp.281-289, Elsevier.
- Herzog, M., 1985, Die Setzungsmulde Über Seicht Liegenden Tunneln, Berlin, *Bautechnik*, 11, pp.375-377.
- Hoek, E., Brown, E.T., 1998, Applicability of Geological Stength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses. The Case of the Athens Schist Formation, *Bull. Of Eng. Geology and Environment*, Vol.57, No.2, September.
- Hoek, E., Brown, E.T., 1998, Practical Estimates of Rock Mass Strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol.34, pp.1165-1186.
- Martos, M., 1958, Concerning an Approximate Equation of Subsidence and its Time Factors, *International Strata Control Congress*, Leipzig.
- Léca, E., 1989, Analysis of NATM and Scheild Tunnel in Soft Grounds, *Ph D Thesis*, Virginia Polytechnic Institute and State Universty, Blacksburgs USA, 476pgs.

- O'Reilly, M.P., New, B.M, 1983, Settlements above Tunnels in the United Kingdom, Their Magnitude and Prediction, *Proceedings of Tunneling* 82, Brighton, pp. 173-181.
- Oteo, C, Arnaiz, M., Trabada, J., Melis M., 1999, The Madrid Model: A Semi-empirical Method for Subsidence Estimating, *Challenges for the 21th Century*, eds(Alten et al), Balkema, Rotterdam.
- Rankin, W.J., 1988, Ground Movements Resulting from Urban Tunneling.: Prediction and Effects, *Eng. Geology of Underground Movements*, Eds (F G Ball ve Ark.) Geological Society Publication, No.5.
- Schmidt, B, 1969, Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil, *Ph D Thesis*, Univer.III, Urabana USA.
- Yapı Merkezi, 1992, İstanbul Metrosunda Yeryüzü Hareketlerinin Kestirimi, *Yapı Merkezi Ar-Ge Bölümü*, (Yayınlanmamış Rapor), İstanbul.
- Yapı Merkezi, 1994, M.İnönü Tüneli Geoteknik Ölçüm ve Değerlendirme Raporları, *(Yayınlanmamış İç Raporlar)*, *Yapı Merkezi Arşivi*, İstanbul, Mayıs.
- Yoldaş, R., 1992, İncirli Derin Tüneli Jeoteknik Raporu, *Rapor No. 8801-TR-46*, *Yapı Merkezi*, İstanbul.
- Yüzer, E., Vardar, M., Türk, N., Erdoğan, M., Öztaş, T., Koca, Y., 1992, İstanbul Hafif Metro Sistemi 2.Aşama Esenler-Ataköy Arasının Mühendislik Jeolojisi *İTÜ Maden Fakültesi*, İstanbul.

Tınaz Ocağı'nda inşa edilen menfezin duraylılık koşullarının belirlenmesi

Determination of stability conditions of a box conduit in Tınaz Mine

Ö. C. Özcan & E. Ünal

Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara

ÖZET: Bu bildiride, TKİ Güney Ege Linyitleri İşletmesi (GELİ)'ne ait Tınaz Açıkocağı'nda inşa edilen kutu menfezin duraylılığı ile ilgili çalışmalar sunulmuştur. Dekapaj malzemesinin döküleceği alanda bulunan Gevenez Deresi Vadisi üzerine TKİ tarafından yaklaşık 500 m. uzunluğunda, betonarme bir kutu menfez inşa edilerek, hem dekapaj malzemesinin arkasında kalan alanda sel tehlikesi ortadan kaldırılmış hem de derenin doğal akış yolunun değişmemesi sağlanmıştır. Bununla birlikte, dekapaj malzemesinin menfez üzerine dökülmesi sonucunda menfezin ilk 100 metrelik kısmında aşırı deformasyonlar oluşmuştur. Menfezin duraylılık koşullarının belirlenmesi amacıyla nümerik yöntemlerden faydalanılarak bu yapının yenilme mekanizması ortaya çıkartılmış ve menfezin deformasyon gözlenmeyen bölümü üzerine hangi yükseklikte dekapaj malzemesi dökülebileceği belirlenmiştir. Ayrıca, nümerik çalışmalardan elde edilen sonuçlar duraylılık açısından menfez içinde gerçekleştirilen konverjans ölçümleriyle karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT: In this paper, studies associated with the stability of a box shaped conduit constructed in Tınaz Mine of TKİ-GELİ are presented. By constructing a 500 m. long concrete-reinforced conduit on the downstream of Gevenez Creek Valley, TKİ, not only prevented the flood potential that might occur behind the dump site, but also provided a natural flow direction to the existing creek. However, considerable amount of deformation occurred in the first 100 m. of the conduit, after dumping of overburden material on this water tunnel. In order to determine the failure mechanism associated with conduit and to estimate the height of the overburden material, which would be dumped on the undeformed part of this structure, numerical studies were carried out and the stability conditions of the conduit was investigated. Finally, the stability results obtained from numerical studies were compared with the convergence measurements performed inside the conduit.

1.GİRİŞ

Açık ocaklarda cevher üretmek için büyük miktarlarda dekapaj yapmak gerekir. Üretim maliyetlerini düşürmek için harman sahaları üretim panellerine olabildiğince yakın seçilmelidir. Bunun yanında harman sahası dekapaj malzemesini alabilecek kadar büyük olmalıdır. Seçilen harman sahasında bulunan dere yatakları da göz önünde bulundurulması gereken bir diğer kriterdir. Dökülen dekapaj malzemesi, derenin doğal akış yolunu bozarak harman sahasının arkasında kalan bölgede sel sorunlarına yol açabilir.

Benzer bir sorun TKİ'nin Tınaz Açıkocağı'nda gözlenmiştir. Sorun, dere yatağına kutu menfez inşa edilerek çözülmeye çalışılmıştır. Menfez inşaatı tamamlandıktan sonra dekapaj malzemesi menfezin de içinde bulunduğu harman sahasına

dökülmeye başlanmıştır. Fakat, menfezin ilk 100 metresi üzerindeki alana dökülen dekapaj malzemesinin yüksekliği 33 metreye ulaştığında, mühendisler menfez içerisinde yaklaşık 30 cm.'ye ulaşan deformasyonlar gözlemlemişlerdir.

2. ÇALIŞMA SAHASI HAKKINDA BİLGİLER

2.1. Genel bilgiler

Güney Ege Linyitleri İşletmesi (GELİ) Muğla-Yatağan ve civarında bulunan linyit sektörlerini içermektedir. Tınaz-Bağkaya sektörleri Muğla iline bağlı Tınas ve Bağkaya köyleri civarında bulunmaktadır. Tınas köyü Muğla'ya 16 km. uzaklıktadır. Muğla-Aydın karayolunun 12. km.'sinden batıya ayrılan karayolu 4 km. sonra Tınas köyüne ulaşmaktadır.

2.2. Tınaz açıkocağı

Açık işletme yöntemleri kullanarak üretim yapan Tınaz Ocağı'nın 2001 yılı sonu itibariyle toplam rezervi 32,567,000 ton olup yıllık dekapaj miktarı

yaklaşık 12,000,000 m³'tür. Dekapaj oranının 8.56 m³/ton olduğu madende termik santrale gönderilen kömürün ısı değeri 2150 Kcal/kg'dır (TKİ, 2002).

3. PROJE ÇALIŞMALARI

Menfezin duraylılığı ile ilgili proje çalışmaları 3 ana başlık altında toplanabilir (Ünal, Öztürk ve Özcan, 2002); hazırlık çalışmaları, nümerik çalışmalar, ve konverjans ölçümleri.

Hazırlık çalışmalarında; i) jeolojik yapı ve su durumu hakkında bilgi toplanmış ve ii) menfezin ve döküm harmanlarının mevcut durumu incelenmiştir. Nümerik çalışmalar sırasında; i) mevcut durumun nümerik analizi ve ii) menfezin üzerine dekapaj malzemesinin düzgün dökülmesi durumunun nümerik analizi yapılmıştır. Konverjans ölçümlerinde; i) menfez içinde konverjans istasyonları kurulmuş, ii) döküm yüksekliği ve düzeni belirlenmiş ve iii) konverjans ölçümleri alınmıştır.

3.1. Hazırlık çalışmaları

Kaya kütlesi özellikleri ve su durumu

Genel olarak, işletme sahasındaki linyitler bir çöküntü havzasında oluşmuştur. Çöküntü havzasının yüksek kısmını oluşturan ve genelde linyitli sahayı sınırlayan temel kayalar Palezoik yaşlı şistler ve Mesozoik yaşlı mermerlerdir. Çöküntü havzasını dolduran, linyit horizonunda yer aldığı, Neojen çökeltileri Orta-Üst Miyosen yaşlıdır.

Eski menfezin tamamı ve yeni menfezin ilk 85 metresi Gevenez Deresi vadisindeki Orta Miyosene ait Turgut Formasyonu üzerine inşa edilmiştir. Bu formasyon, yapraksı killer ve siltler, iyi tutturulmuş silt, kil ve ince taneli çakıl ardalamasından oluşmaktadır. Yeni menfezin 85-100 metreleri arasından dokanak hattı geçmektedir. Yeni menfezin bundan sonraki kısmı ise Turgut Formasyonu kazıldığında karşılaşılan ve mermerden oluşan temel kayaç üzerine inşa edilmiştir.

Gevenez vadisinde toplanan suyun drenajı için inşa edilen menfez iki kısımdan oluşmaktadır. İlk kısmı (eski menfez) 350 metre uzunluğunda olup 3x3 metre kesite sahiptir. İkinci kısmın (yeni menfez) toplam uzunluğu, eski menfezle bağlantı noktasından itibaren, 480 metre olup kesiti 3x3,7 metredir. Yağışların yoğun olduğu zamanlarda, her iki kısımda da menfez suyla dolmaktadır. Bu bildirinin inceleme alanı yeni inşa edilen menfezi kapsamaktadır.

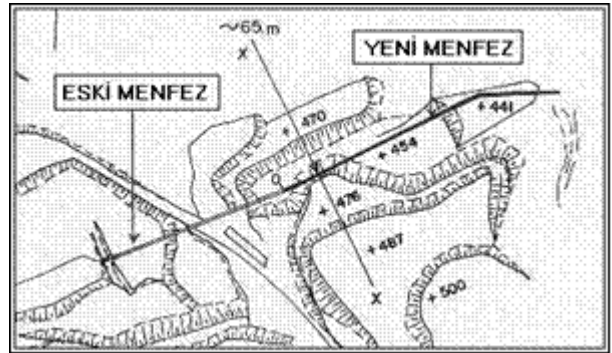
Gevenez Vadisi nehir yatağında toplanan suyun, 350 metre uzaklığa eski menfez aracılığıyla taşınması planlanmıştır. Bu noktadan itibaren, yeni döküm alanlarına duyulan ihtiyaç nedeniyle, 480 metre uzunluğunda yeni bir menfez inşa edilmiştir. Yeni menfezin yaklaşık ilk 100 metrelik kısmında zemin sağlam değildir. Bu kısımda sağlam bir temel oluşturabilmek amacıyla menfez doğrultusunda yaklaşık 4-5 metre derinliğinde kazı yapıp, bu çukur iri kaya blokları ile doldurulup sıkıştırılmıştır. Yeni menfezin 100. metreden sonraki kısmının temeli ise mermerden oluştuğu için böyle bir uygulamaya gidilmemiştir.

Menfezin mevcut durumu

Yeni menfezde deformasyon 4. metreden itibaren belirgin bir şekilde başlayıp 96. metreye kadar ciddi bir şekilde devam etmektedir. Bu aralıkta en fazla deformasyon 30 cm olarak ölçülmüştür. Belirtilen aralıkta oluşan deformasyon (eski menfezden yeni menfeze doğru bakıldığında) özellikle sol üst tavanda ve sağ alt duvarda gözlenmektedir. Yine bu kısımda 24 metre aralıklarla yerleştirilen beton kalıpların ek yerlerinde, akan suyun etkisiyle oluşan deformasyon ve dökülmeler göze çarpmaktadır. Ayrıca, tavanda kılcal çatlaklar yer almaktadır. Tabandaki çatlaklar ise tavana göre daha büyük ve belirgindir.

Döküm harmanlarının mevcut durumu

Proje çalışmaları öncesinde eski ve yeni menfezin çevresindeki döküm harmanları Şekil 1'de gösterildiği şekilde konumlanmıştır. Yeni menfezin üzerindeki döküm yükseklikleri şekilden de anlaşılabileceği gibi farklılıklar göstermektedir. Bunun nedeni, döküm aşamasında menfezin içinde meydana gelen deformasyonlardan dolayı dökümün durdurulmasıdır. Menfez üzerindeki en fazla döküm yüksekliği 33 metredir. Dökülen malzemenin özelliğine göre şev açıları genellikle 25-35° civarında tutulmuştur.



Şekil 1 “Eski” ve “Yeni” menfez çevresindeki döküm harmanlarının proje öncesindeki durumu

3.2. Nümerik çalışmalar

Nümerik çalışmalarda Phase2 yazılımı kullanılmıştır. Menfezin duraylılık koşulları sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir. Nümerik çalışmaların amacı:

- Deformasyonun olduğu bölgedeki yenilme mekanizmasını ortaya çıkarmak
- Dekapaj malzemesinin düzgün dökülmesi durumunda duraylılık koşullarının belirlemek, ve
- Menfezin güvenlik katsayısı ile düzgün dökülmüş dekapaj malzemesinin yüksekliği arasındaki ilişkiyi ortaya koymaktır.

Modelin geometrisi

Yeni menfezdeki aşırı deformasyonlar eski menfezle yeni menfezin birleştiği yerden itibaren 0 ile 100. metreler arasında oluşmuştur. Mevcut yükleme koşullarında, menfezdeki yenilme mekanizmasının ortaya çıkarılması için arazi eş yükselti ve harman döküm haritasından yararlanılarak nümerik analizler yapılmıştır. Modelleme, yeni menfezin en fazla deformasyona uğrayan 65. metresindeki kesiti dikkate almıştır. Bilgisayarda oluşturulan menfez ve dekapaj modeli Şekil 2’de sunulmaktadır.

Girdi parametreleri

Menfezin modellenmesi sırasında üç ayrı malzeme türü dikkate alınmıştır; menfezin oturduğu zemin, menfez betonu ve dekapaj malzemesi. Bu üç malzeme için tanımlanan özellikler şunlardır: yükleme tipi, birim hacim ağırlık, Young modülü, Poisson oranı, malzeme tipi, yenilme kriteri, çekme dayanımı, içsel sürtünme açısı, ve kohezyon. Hesap-

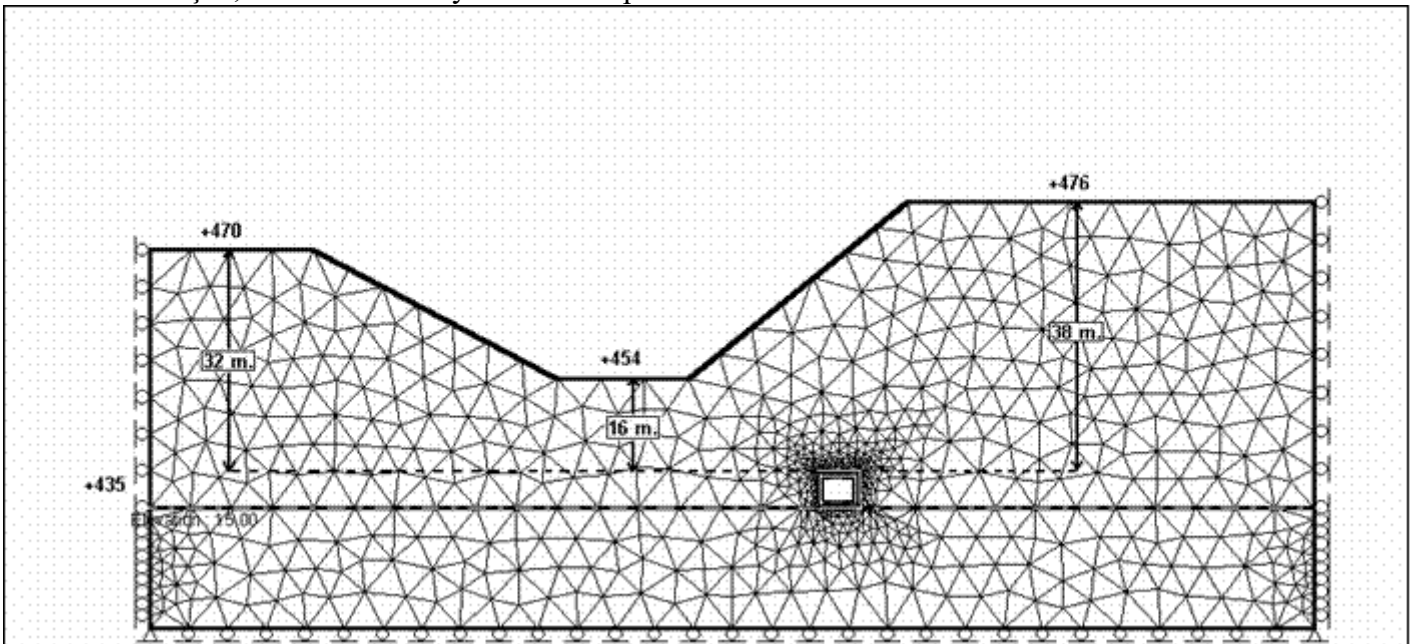
lamalar için önemli bir girdi parametresi olan birim hacim ağırlık için iki değerle çalışılmıştır. Bunlardan ilki proje statik hesaplarında kullanılan değer (1.88 ton/m³) diğeri ise döküm malzemesinin yerindeki değeridir (2.55 ton/m³). Çizelge 1’de analizler sırasında kullanılan girdi parametreleri verilmektedir.

Çizelge 1: Analizler sırasında kullanılan girdi parametreleri

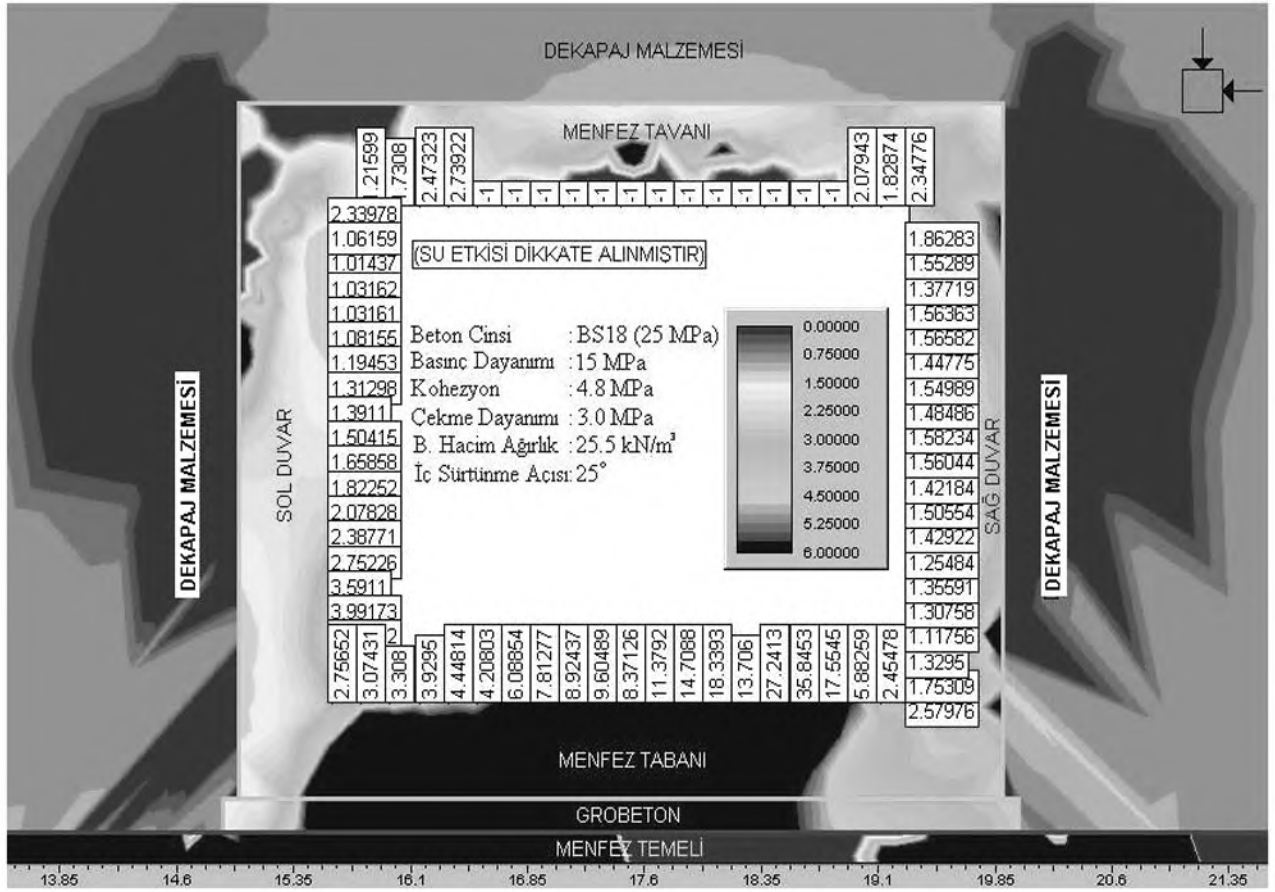
	E (MPa)	ν	c (MPa)	ϕ (°)	σ_t (MPa)
Dekapaj Malzemesi	20	0.2	0	30	0
Menfez Zemini	20000	0.2	10.5	35	0
Beton	30000	0.3	8	25	5

Mevcut durumun analizi

Nümerik çalışmalar Şekil 2’de verilen menfez modeli kullanılarak yürütülmüştür. Bu modelde dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 2.55 ton/m^3 olarak kabul edilmiş ve su etkisi dikkate alınmıştır. Menfezin iç duvarlarındaki güvenlik katsayısı değişimi Şekil 3’de gösterilmektedir. Bu şekilden, menfez tavanının çekme gerilmeleri etkisiyle yenildiği; sol üst ve sağ alt duvarlarının ise oluşan basınç gerilmeleri etkisiyle yenilme sınırında olduğu anlaşılmaktadır. Diğer bir deyişle, menfez içinde gözlenen durum nümerik modellemeden elde edilen sonuçlarla uyumludur.



Şekil 2: Mevcut durumda 65. metre kesitindeki menfez ve dekapaaj modeli



Şekil 3: Menfezin 65. metredeki kesiti için mevcut durumda güvenlik katsayısı değişimi ($\gamma=2.55 \text{ ton/m}^3$)

Düzgün dökülmüş dekapaj malzemesinin analizi

İlk aşamada, dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 2.55 ton/m^3 olarak kabul edilerek, 17 m., 35 m., 50m., ve 65m.'lik dekapaj malzemesi yükseklikleri için analizler yapılmıştır. Bu analizler suyun etkisini hem dikkate alarak hem de almayarak yapılmıştır. Bu analizler sonucunda Şekil 4'de görülen "Güvenlik Katsayısı" ile "Düzgün Dökülmüş Dekapaj Malzemesi Yüksekliği" grafiği çizilmiştir. Aynı analizler dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığının 1.88 ton/m^3 olduğu durum için de yapılmıştır.

Nümerik çalışmalardan elde edilen sonuçlar

Menfez iç duvarındaki en düşük güvenlik katsayısı ile dekapaj malzemesi yüksekliği arasındaki ilişki incelendiğinde aşağıdaki sonuçlar bulunmuştur:

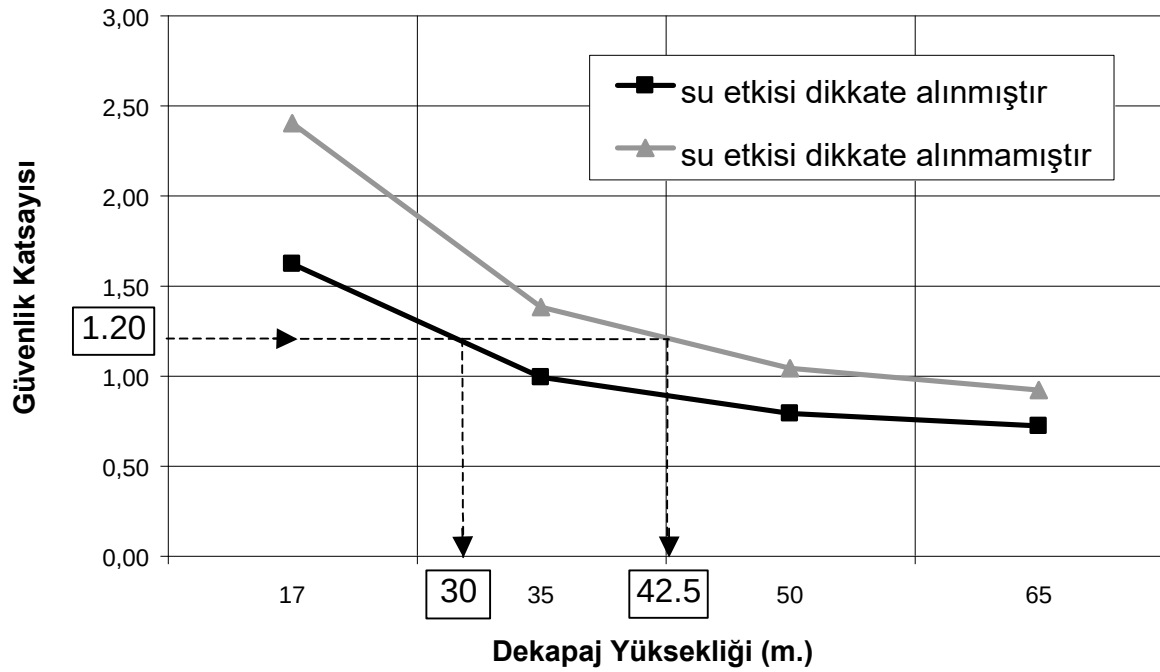
- Dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 2.55 ton/m^3 olarak kabul edildiğinde, güvenlik katsayısı 1.2 iken ve suyun etkisi dikkate alındığında, menfez 30 metre yüksekliğindeki dekapaj malzemesini duraylı olarak taşıyabilmektedir.

- Dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 2.55 ton/m^3 olarak kabul edildiğinde, güvenlik katsayısı 1.2 iken ve suyun etkisi dikkate alınmadığında, menfez 42.5 metre yüksekliğindeki dekapaj malzemesini duraylı olarak taşıyabilmektedir.
- Dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 1.88 ton/m^3 olarak kabul edildiğinde, güvenlik katsayısı 1.2 iken ve suyun etkisi dikkate alındığında, menfez 35 metre yüksekliğindeki dekapaj malzemesini duraylı olarak taşıyabilmektedir.
- Dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 1.88 ton/m^3 olarak kabul edildiğinde, güvenlik katsayısı 1.2 iken ve suyun etkisi dikkate alınmadığında, menfez 50 metre yüksekliğindeki dekapaj malzemesini duraylı olarak taşıyabilmektedir.

3.3. Konverjans ölçümleri

Konverjans ölçer

Menfez üzerine kademeler halinde dekapaj malzemesi dökülürken, menfez içerisinde oluşacak deformasyonları ölçmek için duyarlılığı 0.01 mm olan teleskobik bir konverjans ölçer kullanılmıştır.

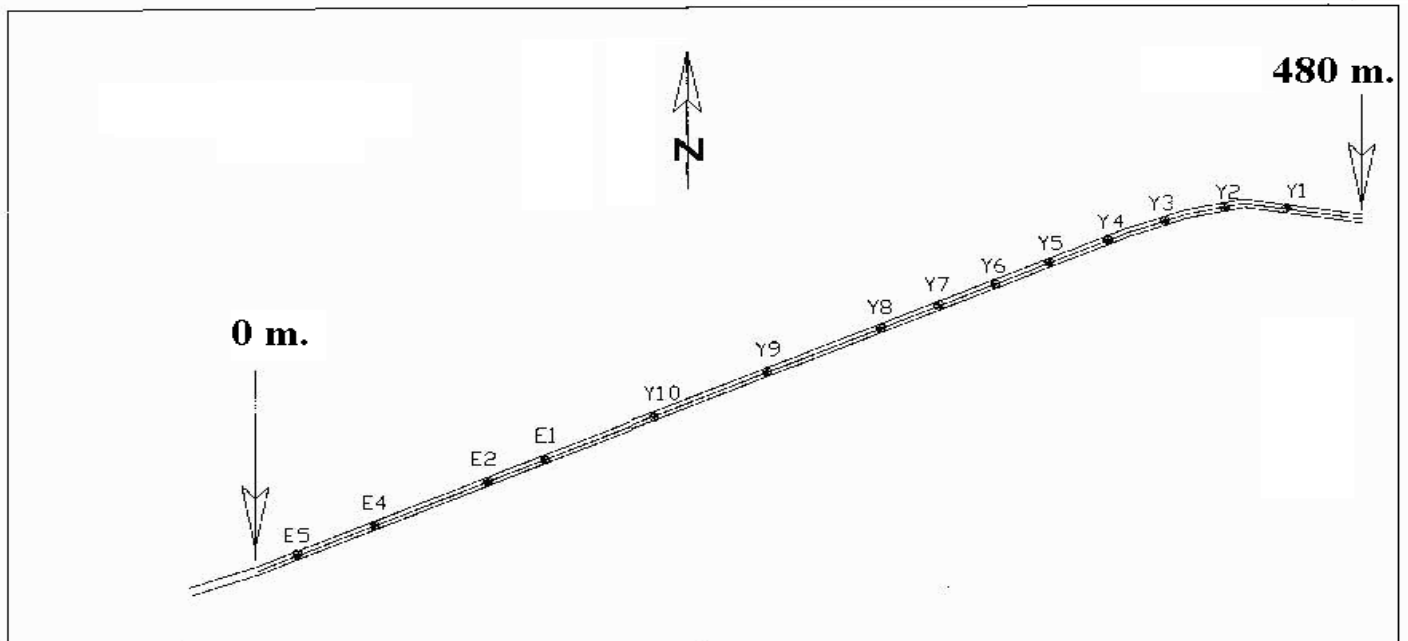


Şekil 4: Menfez duvarındaki en düşük güvenlik katsayısı ile menfez eksenini tavanından itibaren dekapaj-malzemesi yüksekliği ilişkisi ($\gamma=2.55 \text{ ton/m}^3$)

Konverjans istasyonlarının konumları

Arazi çalışmaları sırasında, 480 metre uzunluğundaki yeni menfezin ilk 100 metresi içindeki deformasyona uğrayan bölümde 3 adet (E2, E4 ve E5)

ve sonraki sağlam bölümde ise 11 adet (Y1, Y2,..., Y10, E1) olmak üzere toplam 14 adet konverjans ölçüm istasyonu kurulmuştur. İstasyon yerleri Şekil 5’de gösterilmektedir.



Şekil 5: Menfez içindeki konverjans istasyonlarının konumları

Konverjans ölçümlerinden elde edilen sonuçlar

Menfez içerisinde oluşan konverjanslar 14 istasyonda ölçülmüştür. Kontrollü ve düzgün dekapaj başlamadan önce, dekapaj malzemesinin yüksekliklerine göre, konverjans istasyonları 3 bölgeye ayrılmıştır. Y1 - Y5 istasyonları arasında kalan bölgede mevcut döküm yükseklikleri 3-4 metre arasında değiştiği için 1. bölge olarak değerlendirilmiştir. Y6 –Y10 istasyonları arasında kalan bölgede ise mevcut döküm yükseklikleri 12-17 metre arasında değiştiği için bu alan, 2. bölge, olarak ele alınmıştır. E1- E5 istasyonları arasında kalan 3. bölgedeki mevcut döküm yükseklikleri ise, sahaya proje öncesi yapılan döküm nedeniyle büyük farklılıklar göstermektedir. Ayrıca, yeni menfezin bu bölge altında kalan bölümünde (0-100 m.) proje öncesinde oluşan ve 30 cm.'ye varan deformasyonlar ve yenilmeler belirlenmiştir.

“Toplam Konverjans – Zaman” grafiklerinden yararlanılarak dökümün hangi günde, hangi istasyonlar civarında olduğu ve yapılan dökümün istasyonlarda yarattığı toplam konverjans miktarları belirlenmiştir. Bu grafiklerde konverjans hızındaki artış, azalma ve durmalar, dökümün istasyona yaklaşması, üzerinden geçmesi ve uzaklaşmasını temsil etmektedir. Döküm aşamalarından sonra, grafiğin zaman eksenine paralel olarak devam etmesi menfezde duraylılığa ulaşılmasının işaretidir. Şekil 6’da sunulan grafikte 2. bölge istasyonları için

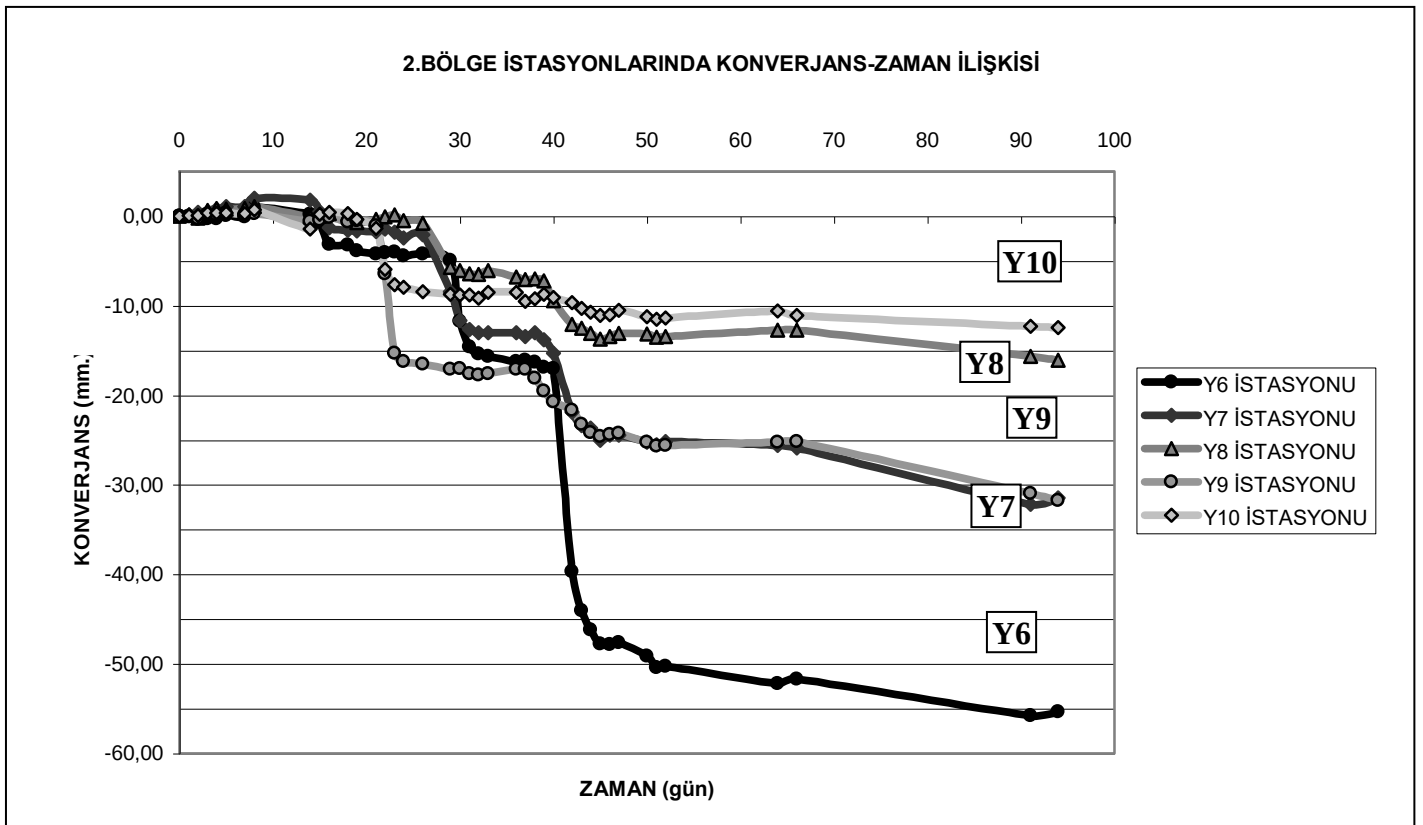
toplam konverjans-zaman ilişkisi verilmektedir.

“Toplam Konverjans - Döküm Yüksekliği” grafikleri kullanılarak, birim dökümden dolayı oluşan konverjans (mm/m) miktarları belirlenmiştir. Bu grafiklerdeki eğrilerin eğimi, menfezin davranışını ortaya çıkarmak için kullanılan önemli bir göstergedir. Özellikle kemerleşmenin oluşup oluşmadığı bu grafiklerden anlaşılabilmektedir. 2. bölge istasyonları için bu ilişki Şekil 7’de gösterilmektedir.

Şekil 8’de sunulan grafikte, konverjans istasyon kodları (Y1, Y2, ..., E5) üzerindeki kısım toplam döküm (dekapaj) yüksekliğini (m) altındaki kısım ise oluşan toplam konverjansı (mm) göstermektedir. İstasyon konumları, yatay eksen üzerine ölçekli olarak yerleştirilmiştir.

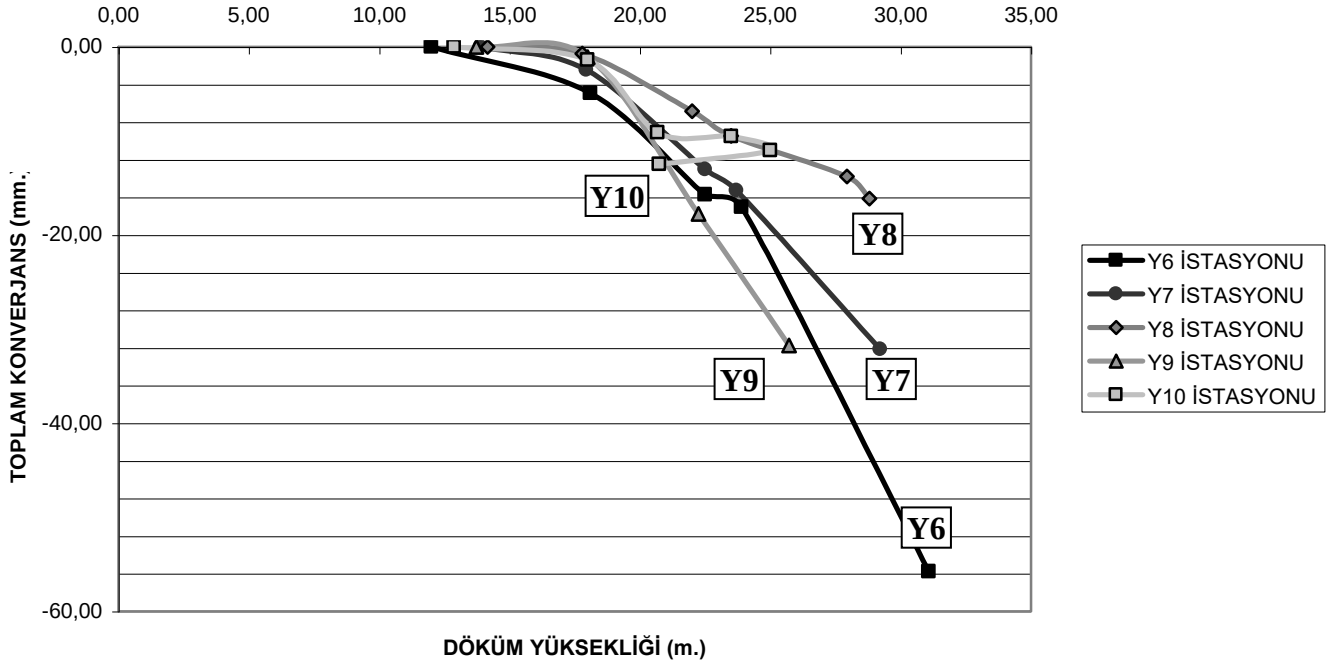
Bütün ölçüm istasyonlarının yer aldığı bu grafikte 05.09.2001 tarihine ait eğriler proje öncesi durumu yansıtmaktadır. Şekilden de anlaşılabileceği gibi proje öncesi durumda istasyonlar üzerindeki döküm yükseklikleri büyük farklılıklar göstermektedir. Bu aşamada henüz konverjans ölçümleri alınmadığından toplam konverjans bütün istasyonlar için “0” olarak kabul edilmiştir.

Menfez üzerindeki alana yapılan kontrollü ve düzgün dekapaj dökümünün sonucunda ölçülen en yüksek konverjans miktarı, Y6 istasyonu için, döküm yüksekliği 31.08 m. iken, 55.78 mm.’dir.



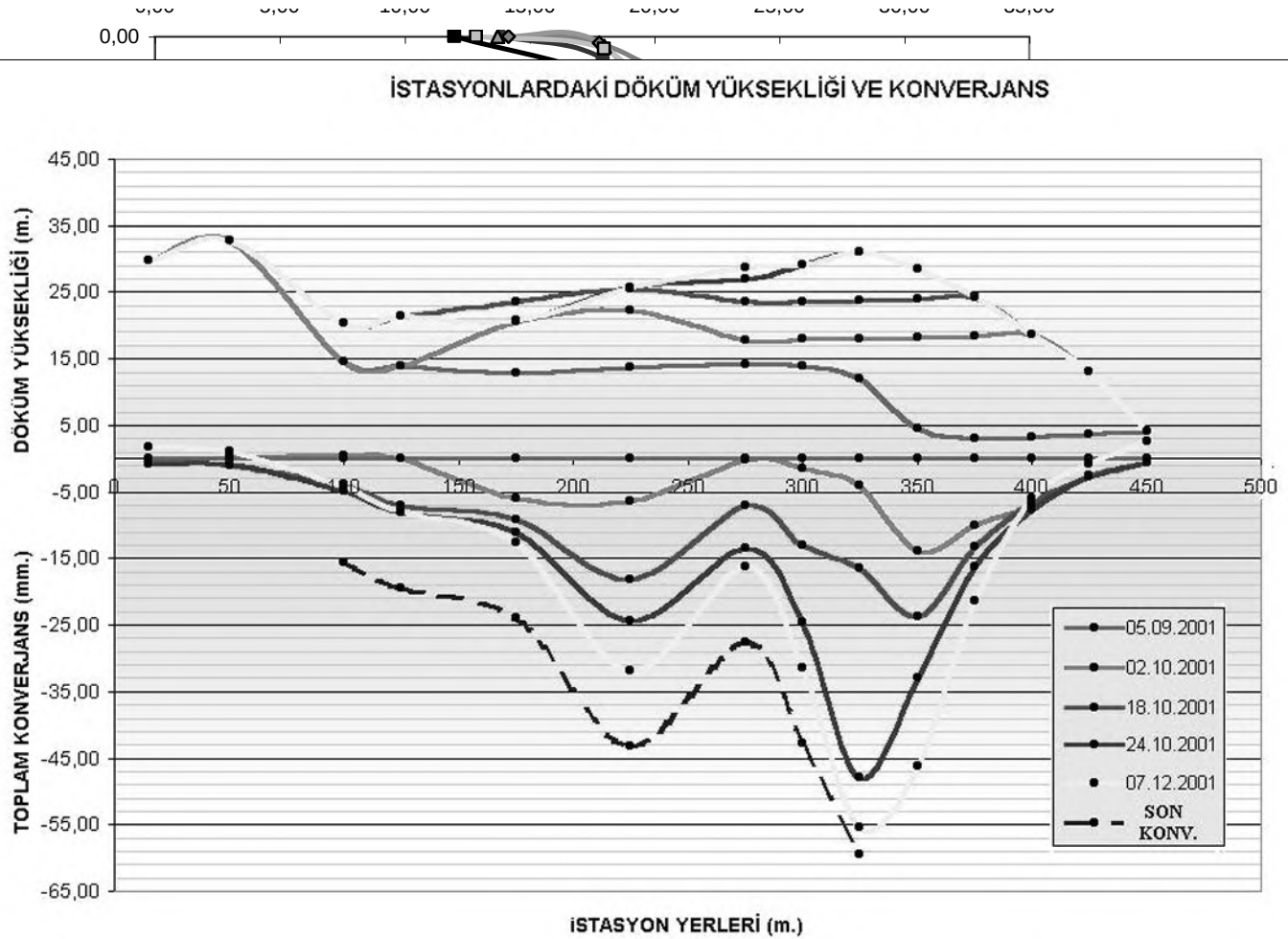
Şekil 6: 2. Bölge istasyonlarında toplam konverjans-zaman ilişkisi

2.BÖLGE İSTASYONLARINDA KONVERJANS-DÖKÜM YÜKSEKLİĞİ İLİŞKİSİ



2.BÖLGE İSTASYONLARINDA KONVERJANS-DÖKÜM YÜKSEKLİĞİ İLİŞKİSİ

Şekil 7: 2. Bölge istasyonlarında toplam konverjans-döküm yüksekliği ilişkisi



Şekil 8 İstasyonlardaki döküm yüksekliği ve konverjans

Şekil 8'deki grafikte “son konverjans” olarak gösterilen eğri proje öncesi yapılan döküm nedeniyle Y6 ile E2 istasyonları arasında kalan bölgede olduğu varsayılan konverjansların, proje kapsamındaki döküm nedeniyle oluşan toplam konverjanslara eklenmesiyle elde edilmiştir. Bu varsayım yapılırken Y5 istasyonunda elde edilen döküm yüksekliği – toplam konverjans ilişkisi referans olarak alınmıştır.

4. SONUÇLAR

Phase2 yazılımı kullanılarak yapılan nümerik çalışmalarından elde edilen, duraylılığın korunduğu en yüksek döküm yüksekliği değerleri ile, proje kapsamında yapılan döküm sırasında ölçülen konverjanslardan belirlenen güvenli döküm yüksekliği değerleri birbirine oldukça yakındır.

Daha önce de değinildiği gibi, nümerik analizlere göre, güvenlik katsayısı 1.2 olduğunda, dekapaj malzemesinin birim hacim ağırlığı 2.55 ton/m^3 olarak kabul edildiğinde, ve su etkisi göz önünde bulundurulduğunda, menfez 30 m. yüksekliğindeki dekapaj malzemesini taşıyabilmektedir.

Döküm devam ederken 14 istasyonda konverjans ölçümleri yapılmış ve menfez içindeki deformasyonlar izlenmiştir. Y6 istasyonu üzerindeki alanda 31.08 m.'lik bir döküm yüksekliğine ulaşıldığında toplam konverjans değeri

55.78 mm'ye ve konverjans hızı ... mm/gün'e ulaşmıştır. Bu aşamada, ölçüm sonuçlarına ve menfez içinde yapılan çatlak gözlemlerine dayanarak, menfezin daha fazla yük taşıyamayacağına karar verilmiştir.

Proje öncesi Terzagi formülleri esas alınarak statik hesapları yapılan ve 80 m. yüksekliğinde dekapaj malzemesi taşıyacağı düşünülerek inşa edilen kutu menfezin, bu yükseklikteki bir dekapaj malzemesinin altında duraylı kalamacağı ortaya çıkartılmıştır.

5. TEŞEKKÜR

Bu çalışma, ODTÜ ve TKİ işbirliğiyle gerçekleştirilmiştir. Proje çalışmalarının değişik aşamalarında gösterdikleri ilgi ve sağladıkları destek için TKİ Genel Müdürlüğü ve TKİ-GELİ Bölgesi elemanlarına teşekkürlerimizi sunarız.

6. KAYNAKLAR

TKİ, 2002. <http://www.tki.gov.tr>

Ünal, E; Öztürk, H.; ve Özcan, Ö. C., 2002. GELİ Tınaz Açık ocağında İnşa Edilen Kutu Menfezin Duraylılık Koşullarının İncelenmesi. Son Rapor, 117 sayfa.

Tünellerdeki kazı ve tahkimat işlemleri: Uluburun Tüneli'nde örnek bir çalışma

Excavation and reinforcement operations in Uluburun Tunnel: A case study

E.Yılmaz, B.Erçikdi, A.Kesimal & A.O.Yılmaz

K.T.Ü., Müh. Mim. Fak., Maden Mühendisliği Bölümü, 61080, Trabzon

ÖZET: Ülkemizin Doğu Karadeniz Bölgesinin yıllardır süren ulaşım sorununu büyük ölçüde çözmek amacıyla 1996 yılında başlatılan “Karadeniz Devlet Sahil Yolu İyileştirme Projesi” önemli altyapı projelerinden birisi olup, Türkiye’yi karayoluyla Sinop’tan başlayarak Sarp Sınır kapısından Kafkaslara bağlayacak olan 815 km’lik bir mesafeyi kapsamaktadır. Projenin tamamlanmasıyla, trafikte bir rahatlama sağlanacak, önemli bir zaman kazanımı elde edilecek ve kaza riski azalacaktır. Toplam 1800 m uzunluğa sahip (sağ ve sol tüp) Uluburun Tüneli, söz konusu projenin bir parçası olup, Giresun-Espiye otoyolu arasında bulunmaktadır. Tünel güzergahı boyunca Yeni Avusturya Tünel Açma (NATM) yöntemi uygulanmakta ve kazı işlemi delme-patlatma yöntemi ile gerçekleştirilmektedir. Bu çalışmada tüneldeki farklı kaya kütle sınıflarına göre uygulanmakta olan kazı ve tahkimat çalışmaları belli bir ayrıntı dahilinde incelenmiş ve bazı istatistikî sonuçlar elde edilmiştir. Tünelde bugüne kadar 166139 m³ pası çıkarılmış, 8799 m³ püskürtme beton, 21120 adet kaya bulonu, 6300 adet önsüren, 272.3 ton çelik hasır, 356.7 ton çelik iksa ve 11237 ton çimento kullanılmıştır.

ABSTRACT: “The Black Sea Coastal Highway Rehabilitation Project” which was started in 1996 in an attempt to solve the traffic congestion in the Eastern Black Sea Region of Turkey is one of the important infrastructure project. This project involves the construction of the motorway (815 km in length) which will extend from Sinop, Turkey to Caucasia via Sarp Border Gate of Turkey. By the completion of this project, it is expected that i) there will be probably a relief in traffic, ii) a considerable amount of time spent on the journey will be saved and iii) the risk of the accident is likely to be reduced. Located between Giresun and Espiye, Uluburun Tunnel with two tubes having a total length of 1800 meters is an important part of the project. The tunnel is currently under construction and the New Austrian Tunnelling Method (NATM) is used in the excavation of the tunnel. In this study, the technical assesment of the excavation and reinforcement operations based on the finding of the rock mass classification data previously collected were carried out in some detail and accordingly some statistical results were produced. These are 166139 cubic meters of waste material, 8799 cubic meters of shotcrete, 21120 pieces of rockbolts, 6300 pieces of forepoles, 272.3 tonnes of wiremesh, 356.7 tonnes of steel fibre and 11237 tonnes of cement.

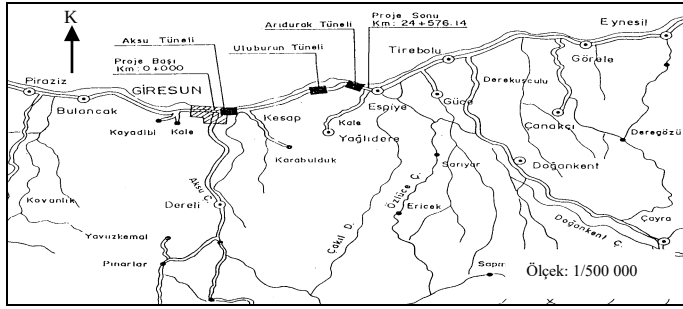
1 GİRİŞ

Orta ve Doğu Karadeniz için büyük bir önem taşıyan ve Türkiye’yi karayoluyla Sinop’tan başlayarak Sarp Sınır kapısından Kafkaslara bağlayacak olan “Karadeniz Sahil Yolu İyileştirme Projesi” 815 km’lik bir mesafeyi kapsamaktadır. Bu proje kapsamında 6 il, 63 ilçe ve 8 milyon insana hizmet götürecek olan yol çalışmasının fiziki olarak yarısı bitmiş durumdadır. Projenin tamamlanması ile birlikte trafikte rahatlama sağlanacak, önemli bir zaman kazanımı elde edilecek ve kaza riski azalacaktır (Karayolları, 2002).

Projenin bir kısmını oluşturan Giresun-Espiye arasındaki yol yapım çalışmaları Gürış-Metiş konsorsiyumu tarafından gerçekleştirilmektedir. Karadeniz Sahil Yolu İyileştirme Projesi kapsamında Giresun-Espiye arasında dört adet tünel yapımı öngörülmüştür. Bunlar; Aksu Tüneli (193 m-tek tüp), Arıdurak Tüneli (337 m-çift tüp), Geçilmez Tüneli (300 m-tek tüp) ve bu çalışma kapsamında incelenecek olan Uluburun Tüneli (900 m-çift tüp)’dir. Uluburun tüneline ait yer bulduru haritası Şekil 1’de verilmektedir.

Uluburun Tüneli, toplam 24+576.14 km uzunluğa sahip olan Giresun-Espiye Otoyolu’nun 17+210-

18+110) km'leri arasında bulunmakta olup çift tüp halinde 1800 metre uzunluğa sahip bir otoyol t nelidir. Nihai beton kaplama asfaltlama işlemelerinin ardından 8 m genilişlik ve 7.55 m yüksekliğinde ve 2 şeritli olarak inşa edilen tünelin yapımı sırasında Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (New Austrian Tunnelling Method-NATM) uygulanmıştır. Tünel güzergahı boyunca B1, B2, B3, C2 ve C2 Portal kaya sınıfına rastlanmıştır. Tüneldeki maksimum eğim % 1.49 olup, örtü kalınlığı ortalama 110 m, maksimum/minimum 210/20 m'dir. Tünel kazısı için delme patlatma yöntemi kullanılmış olup, tahkimat elemanları olarak püskürtme beton, kaya bulonu ($\phi 28$),  elik hasır ($\phi 221/221$), önsüren ($\phi 26$), ve  elik iksa [I 120], [I 160], [I 160x2] kullanılmıştır. İnşaasına 2000 yılı sonlarında başlayan tünelin kazısı 2002 yılının ikinci çeyreğinde bitirilecektir (Güriş, 2002). Bu makalede, tüneldeki kaya kütle sınıflandırması, kazı ve tahkimat (sağlamlaştırma)  alışmaları belli bir ayrıntı dahilinde incelenmiştir.



Şekil 1. Uluburun Tüneli Yer Bulduru Haritası

2 GENEL VE MÜHENDİSLİK JEOLJİSİ

2.1 Genel Jeoloji

Uluburun tüneli güzergahında yapılan foto ve saha jeolojisi çalışmalarında ciddi fay bulgularına rastlanmıştır. Özellikle tünel giriş bölgesinde KB-GD doğrultulu ardışık faylar 80° eğimli olup,

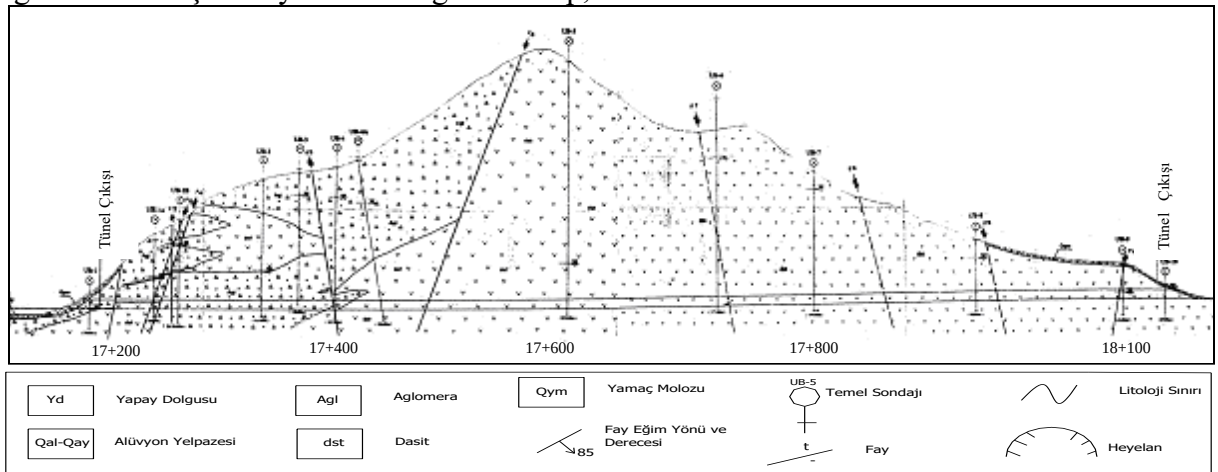
aglomera-t f biriminde 5-10 m²'ye varan yükseklikte dik doğal şevler oluşmuştur. Tünel giriş bölgesinin üst kotlarında faylaşma sonucu aglomera-t f biriminde yerçekimi ile düşen bloklar ve ayrışma-aşınma sürecinde oluşan yamaç örtüsü fay hatları civarında birlikte sığ-yersel kaymalara neden olmuştur. Uluburun Tüneli batı portal kısmında oluşan kayma aşağıda görülmektedir (Foto 1).



Foto 1. Tünelin Sol T p Giriş Portalındaki Heyelan Görüntüsü

Bu kısımda hazırlanan şev basamaklarının oluşturulması ve şev duraylılığının sağlanması amacıyla gerekli işlemlerin yapılması sol tüpteki kazıya başlama zamanını yaklaşık 6-8 ay kadar geciktirmiştir.

Proje alanı ve  evresi, Doğu Karadeniz Bölgesinde geniş yayılımlar gösteren  st Kretase yaşlı volkanik ve piroklastik kayalar ile bu kayalara ait ayrışma ürünlerinin yerçekimi, yağış ve yüksek topoğrafik eğim etkisiyle birikmesi sonucu oluşan güncel yamaç molozu ile temsil edilir. Adayayı volkanizması ürünü volkanik ve piroklastik birimler yer yer yamaç molozu ile örtülüdür. Adayayı volkanizması sonucunda oluşan dasit birimi ve piroklastik nitelikte aglomera ve kaynaklanmış t f inceleme alanını oluşturan belli başlı kayalar Şekil 2'de verilmiştir (Güriş, 2002).



Şekil 2. Uluburun Tünelinin Genel Jeoloji Haritası

Yapısal jeoloji açısından, proje alanı ve çevresine ait yapısal model tamamı ile Permo-Triyas'da başlayan ve günümüze kadar devam eden tektonik evrimin bir parçasıdır. Bu kesimde oluşan birimler Üst Kretase'nin başlarında Neo-Tetis'in kuzey kolunun güneyden kuzeye doğru Pontitler'in altına dalması ile kıta kenarında gelişen adayayı volkanizmasının ürünleridir. Adayayı oluşumunda bazaltik magmanın kısmi ergimesi sonucunda mineralojik olarak toleyitik bazalttan riylolite kadar değişen kayalar oluşmuştur. Volkanizmanın duraksadığı dönemlerde ise volkano-sedimanter birimler geniş alanlara yayılarak çökelmişlerdir. Proje alanının güneyinde yaklaşık 65 km mesafede ise Türkiye'nin en aktif fay zonu olan Kuzey Anadolu Fay Zonu yer almaktadır. Oluşan süreksizliklerin bir kısmı genç tektonizmaya bağlı olarak gelişmiştir. Proje alanında bulunan magmatik kayalarda soğumaya bağlı olarak gelişen çatlakların yanı sıra genç tektonizma sonucu oluşan ve yer yer 0.8-2 m atımlar gözlenebilen büyük boyutlu eklemler bulunmaktadır (Mandal, 2001).

Bölgede yaygınca izlenen dasit türü kayalar kıtasal kabuğun kısmi ergimesi ve sokulum şeklinde yerleşmesi sonucu oluşmuştur. Dasit türü kayalar genel olarak kırmızımsı, açık sarı ve yeşil renklerde olup, çoğu sert dayanımlı ve bölgenin aktif tektonik etki altında kalması nedeniyle birçok yönde gelişen irili ufaklı eklem takımı ve faylar kayaca parçalı bir görünüm vermiştir (Güriş, 2002). Şekil 3'te Uluburun tünelineki genelleştirilmiş stratigrafi verilmiştir.

2.2 Mühendislik Jeolojisi

Tünel zeminini oluşturan kayalar Adayayı volkanizması ürünü dasit ve aglomera-tüf birimlerinden oluşmaktadır. Tünelin yaklaşık 700 m'lik kısmı dasit geri kalan kısmı ise aglomera tüf birimleri içinde açılacaktır. Tünel profilinde 17+415'inci km'den itibaren çıkışa kadar gözlenen ve çıkış portalinin tümünü oluşturan dasit birimi, ayrışma yüzeyinde sarımsı-kırmızımsı kahve renkli, taze yüzeyinde ise pembemsi-yeşilimsi kahve-gri renklidir. Petrografik incelemelerde kayacın porfirik dokulu olduğu, iri plajiyoklas fenokristalleri içerdiği ve çoğunlukla ayrışma nedeniyle boşluklu görünümde olduğu saptanmıştır.

Tünel geçişinin bir bölümünü oluşturan dasit türü kayalar genelde üç yönde gelişmiş eklem takımına sahiptir. Eklemler 6-20 cm, yer yer 20-60 cm aralıklarla tekrarlanmaktadır. Tünel giriş bölgesinde yaygınca izlenen aglomera-tüf birimi iki yönde gelişmiş eklem takımına sahiptir (Güriş, 2002).

3 NATM SİSTEMİNİN TANITIMI

Tünel güzergahı boyunca her bir yapısal bölge için kazı yönteminin belirlenmesi, tünel kazısının yapılacağı güzergahta kaya kütlelerinin çeşitli mühendislik özelliklerini göz önüne alarak tek tek sınıflandırılması ile mümkündür (Eisenstein ve Ezzeldine, 1992).

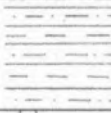
NATM yaklaşımı, tüneli çevreleyen kayacın mevcut direncinin harekete geçirilmesi veya korunması ile yan kayacın büyük ölçüde kendi kendine destekler duruma getirilmesidir. NATM ince bir püskürtme beton tabakası, uygun bir şekilde kaya saplamaları ile sağlamlaştırma ve kazı arınına mümkün olduğunca yakın bir şekilde yerleştirilen ters kemer betonun kullanılması yöntemidir (Rabcewicz, 1965).

Kaya saplamaları ile birlikte kullanılan püskürtme betonun çelik hasır ve iksa ile desteklenmesi de NATM'nin uygulama alanında kabul edilmektedir (Braun, 1980).

NATM'ye göre kaya sınıflamalarının belirlenmesinde izlenen sıra aşağıdaki gibidir (Arioğlu vd., 1994; NATM, 1995).

Tünel kazısı yapılan kaya kütlelerinin karakterinin belirlenmesi; projeye esas teşkil eden jeolojik, hidrolojik, ve jeoteknik bilgiler tüneline kazısı sırasında yapılan jeolojik haritalamadan elde edilen bilgilerle karşılaştırılmalıdır. Esas olarak projede öngörülen kaya formasyonu, litolojisi ve kaya birimleri ile karşılaşıp karşılaşılmadığı kontrol edilmelidir.

Kazı sırasında kaya kütlesi tipinin belirlenmesi; jeolojik haritalama sırasında elde edilen süreksizlik,

ÜST SİSTEM	SİSTEM	FORMASYON	SİMGESİ	LİTOLOJİ	AÇIKLAMALAR
SENOZOYİK	KUVATERNER		Qal, Qm, Qy		Tutturulmamış, gevşek tutturulmuş güncel çökellerin oluşturduğu alüvyon, yamaç molozu, yapay dolgu
	TERSİYER	GÖL ÇÖKELİ	Pg		Kilitaşı, çamurtaşı, çakıtaşı
MESOZOYİK	ÜST KRETASE	PÜSKÜRTÜK SERİ	Kp		Tüf, tüffit, aglomera, bazalt, andezit, andezitik bazalt, riylolit, dasit
	KRETASE	KARMAŞIK SERİ	Kk		Kireçtaşı-splittik bazalt serpentinit, metamorfik kayalar
	TRİYAS	KARAKAYA FORMAS.	Trk		Splittitler, yüksek dayanımlı kireçtaşı, metamorfik kayalar

Şekil 3. Uluburun Tüneli Genel Stratigrafisi Dikme Kesiti

süreksizliklerin arasındaki dolgunun niteliği, su sızıntıları, bozuşma dereceleri, kayanın mukavemeti, aşırı sökülme, fayların tünel kesitine göre konumları ve etkileme alanı gibi bilgiler kullanılarak kazısı yapılan kaya kütlelerinin davranışının yorumlanması

ve buna göre kaya tipinin üç ana gruptan A (duraylı), B (gevrek), C (baskılı) hangisine girdiği belirlenmelidir.

NATM sınıflamasını içeren kaya sınıfları ve davranışları Çizelge 1’de verilmiştir.

Çizelge 1. NATM Sınıflamasını İçeren Kaya Sınıfları ve Davranışları (Karayolları, 1997)

Kaya Sınıfı	Kaya Davranışı	Açıklamalar
A Duraylı	A1 duraylı	Deformasyonlar küçüktür ve çok hızlı azalır. Serbest kaya parçaları temizlendikten sonra kavlaklanma olma eğilimi yoktur.
	A2 sonradan az sökülme	Deformasyonlar küçüktür ve çok hızlı azalır. Tünel tavanında ve yan duvarların üst kısmında süreksizlikler ve kaya kütleleri zati ağırlığından sığ sökülmelerin olma eğilimi vardır.
B Gevşek	B1 gevrek	Deformasyonlar küçüktür ve çok hızlı azalır. Patlatmadan kaynaklanan kayadaki gevşemeler ve kaya kütlelerinin düşük mukavemeti tünel tavanında ve yan duvarların üst kısmında sökülmelere neden olur.
	B2 çok gevrek	Deformasyonlar hızla azalır. Kaya kütlelerinin düşük mukavemeti patlatmanın etkisiyle hızla derinlere ulaşan gevşemeler olur. Bu nedenle desteklenmeyen kısımlarda kopmalar meydana gelir.
	B3 taneli	Bölünmüş kazıda bile kaya kütlelerinde dökülmeler meydana gelir. Kohezyonun az olması ve az çimentolaşma kazının duraylılığında yetersizliğe neden olur.
C Baskılı	C1 dağıtma	Yüksek ön gerilmeler kırılma, kaya kütlelerinde elastik enerji depolanmasına neden olur. Bu enerjinin aniden yer değiştirmesiyle kayada kesme ve kaya yapısının ezilmesi ile birlikte kırılmalar olur. Desteksiz bırakılan kısımlarda fırlayan kayalar parçalanmaya müsaittir. Kaya kütlelerindeki kırılmalar derine ulaşır.
	C2 baskılı	Belirgin, uzun süren ve yavaş son bulan deformasyonlar gözlenir. Plastik davranışlı yüksek kohezyonlu kaya kütlelerinde yenilme gözlenir.
	C3 çok baskılı	İlk deformasyonlar yüksektir ve hızlı oluşur. Uzun sürer ve yavaş son bulurlar. Derine inen kırılma ve plastik bölgeler gözlenir.
	C4 akıcı	Çok az kohezyon ve sürtünme, kaya kütlelerinin az plastik davranışı tünel içine malzeme akışına neden olur.
	C5 şişen	Şişme potansiyelli kil minerali, tuz, anhidrit içeren kaya kütlelerinde su alımıyla meydana gelen hacim artışı nedeniyle gevşemeler olur.

NATM sınıflamasına bağlı olarak Uluburun Tüneli güzergahı boyunca 5 farklı kaya sınıfına rastlanmaktadır. B1, B2, B3, C2, C2 Portal kaya sınıfları, kazı sırasının başlamasından önce tünel kazı aynasında ortaya çıkan kaya görünüşü, tecrübe ve gözlemler, benzer kaya şartlarındaki jeoteknik ölçüm sonuçları ve deformasyonlara bağlı olarak yapılmıştır.

Portal sınıfı kaya kütleleri, esas olarak kaya kütlelerinin jeoteknik özelliklerinden kısmen bağımsız olup tünelin giriş ve çıkış kısımlarında düşey basınçların yanı sıra yatay basınçların da karşılanmasına yönelik olarak yapılması gereken çalışmaları içerir. Uluburun tünelindeki farklı tipteki kaya sınıflarının miktarları Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 2. Uluburun Tünelinde Karşılaşılan Kaya Sınıfları

Kaya Sınıfı	Bulunduğu Aralık (m)		Toplam Uzunluk	
	Sağ Tünel	Sol Tünel	(m)	(%)
B1	125	105	230	12.70
B2	190	120	310	17.20
B3	405	510	915	50.80
C2	80	65	145	8.05
C2 P	100	100	200	11.25

4 KAZI VE TAHKİMAT İŞLEMLERİ

4.1 Kazı İşlemi

Tüneldeki kazı işlemi delme patlatma yöntemi ile gerçekleştirilmektedir. Aşırı sökülmelerin, tünel çevresinde kırılma ve çatlamaların önlenmesi, tünel

kazı arınına yakın olarak yerleştirilen saplama ve püskürtme betonun patlatma sonucu oluşan titreşimlerden zarar görmemesi için her bir kaya sınıfında farklı patlatma paterni ve delik sarjları kullanılmaktadır (Kılıç ve Anıl, 2000).

Daha önce belirlenen kaya sınıfındaki delikler; üst yarıda çift kollu jumbolarla, alt yarıda ise Tamrock 500 ve Ingersol makinalarıyla delinmekte ve patlatma yapılmaktadır. Çıkan pasa CAT 966 yükleyicilerle alınarak 10-12 m³’lük kaya kamyonlarına yüklenmekte ve tünel dışındaki geçici döküm sahasına taşınmaktadır. Daha sonra bu malzeme deniz dolgusu olarak kullanılmaktadır.

Kazı çalışması esnasında hem alt yarı hem de üst yarıda tünelin yönlendirilmesinde iki adet lazer ünitesi kullanılmaktadır. Çelik iksalar, düşey ve yatay mesafelerin lazer ışınları ile ölçümlerine göre yerleştirilirler. Püskürtme beton ile tamamlanmış kesitler jeodezik yöntemlerle tekrar ölçülerek kesitin teorik profile uygunluğu kontrol edilmektedir.

Uluburun tünelinde püskürtme beton BS20 beton sınıfında tasarlanmakta olup, yaş karışım olarak uygulanmaktadır. Tünel dışında hazırlanan yaş püskürtme beton, transmikserler tarafından tünelin içerisine getirilerek 2 adet Meyco ve 1 adet Aliva yardımıyla püskürtme beton işlemi için kullanılmaktadır. Püskürtme beton, yüzeye dik ve yaklaşık olarak 70 cm uzaklıktan uygulanmalıdır. Püskürtme betonun erken taşıyıcılık işlevini

sağlaması amacıyla karışıma çimento ağırlığının % 3-6 arasında priz hızlandırıcı katkı malzemesi ilave edilmektedir.

Kaya bulonu için genellikle jumbolar tarafından 40-44 cm çapında delikler delinmekte, enjeksiyon işlemi Mai enjeksiyon pompasıyla gerçekleştirilmektedir. Enjeksiyon işleminden sonra 4 ve 6 m uzunluğundaki nervürlü $\phi 28$ 'lık bulon çubukları elle yerleştirilmektedir. 12-24 saatlik priz süresi sonunda bulon civataları sıkıştırılarak "son germe" işlemi uygulanmıştır.

Çizelge 3. Farklı Kaya Sınıflarındaki Bazı İstatistiki Bilgiler

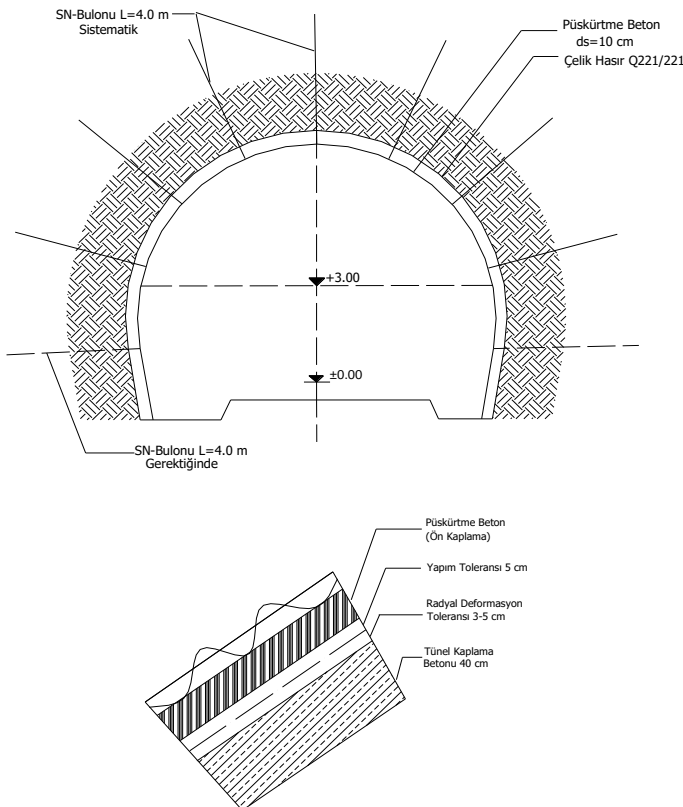
Kaya Sınıfı	Uzunluk (m)	Üst yarı			Alt yarı			Özgöl Şarj (kg/m ³)
		Have Boyu (m)	Delik Boyu (m)	Delik Sayısı (Adet)	Have Boyu (m)	Delik Boyu (m)	Delik Sayısı (Adet)	
B1	244	2,0	2,0	105	3,3	2,0	31	1,413
B2	355	2,0	2,0	89	2,0	2,0	29	1,228
B3	819	1,0	1,2	85	1,3	1,2	29	1,150
C2	162	1,0	1,2	83	1,0	1,2	30	0,950
C2-P	220	1,0	1,2	58	1,0	1,2	29	0,680

4.2 Tahkimat İşlemi

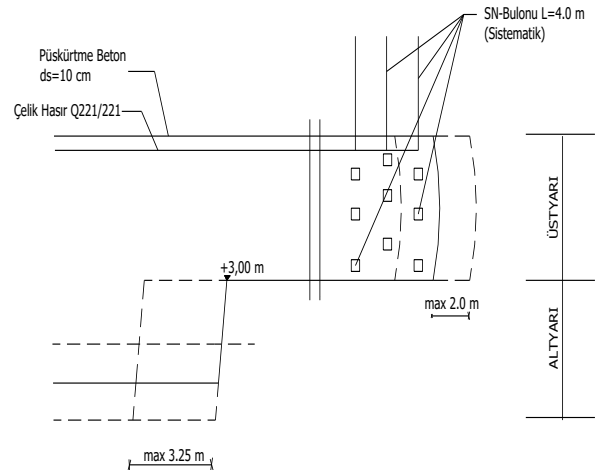
Tünelde farklı kaya sınıfları ve deformasyon özelliklerine bağlı olarak kullanılan tahkimat elemanlarının cinsi, miktarı ve yerleştirilme zamanları da farklılık göstermektedir (Kılıç ve Anıl, 2000).

Her bir kaya sınıfında patlatma ve pasa kaldırma işleminin ardından ilave işlemler (Tarama, Kavlak Alma, Drenaj, Havalandırma vb.) yapılmaktadır.

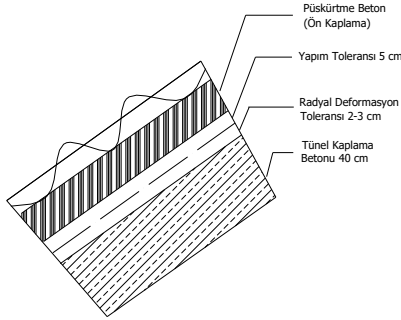
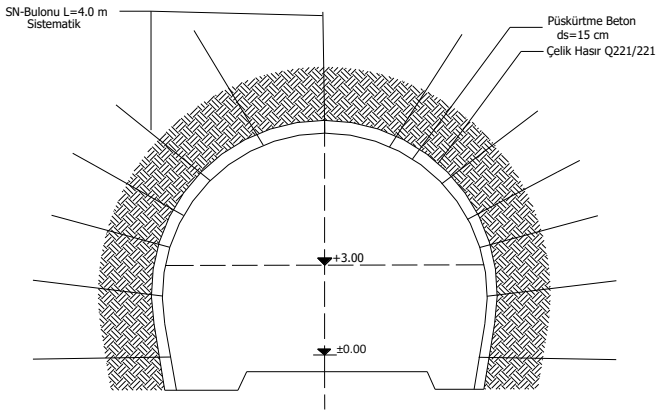
B1 sınıfı kaya kütesinde tünel cidarları öncelikle 3 cm kalınlığındaki püskürtme betonla kaplanıp, bir kat çelik hasır ($\phi 221/221$) yerleştirilmektedir. Daha sonra kaya bulonları yerleştirilerek püskürtme beton işlemi 10 cm'ye tamamlanmaktadır. Bu kaya sınıfında kaya bulonu sadece üst yarıda kullanılmakta olup boyları 4 m, aralıkları 2.5 m ve çapları 28 mm'dir. B1 kaya kütesinde uygulanan tahkimat düzeni Şekil 4'de ve tahkimat elemanı miktarı Çizelge 4'de verilmektedir.



Şekil 4. B1 Kaya Sınıfında Uygulanan Tahkimat İşlemleri

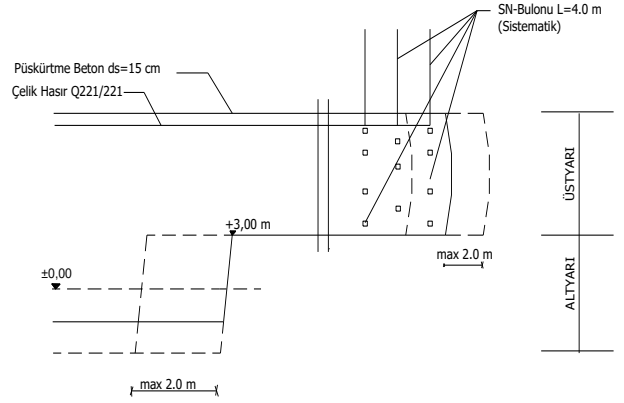


B2 sınıfı kaya kütesinde yapılan işlemler B1 sınıfı kaya kütesinde uygulanan işlemler ile kısmen aynıdır. Sadece 3 cm'lik ön püskürtme beton işlemi ikincil püskürtme ile 15 cm'ye tamamlanmaktadır. Bu kaya sınıfında kullanılan (üst yarı ve alt yarıda) kaya bulonlarının boyları 4 m, aralıkları üst yarıda 2 m, alt yarıda 2.5 m olup çapları 28 mm'dir. B1 kaya kütesinde uygulanan tahkimat düzeni Şekil 5'de ve tahkimat elemanı miktarı Çizelge 4'de verilmektedir.

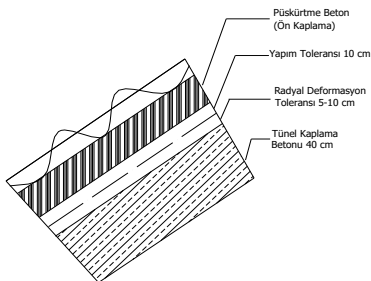
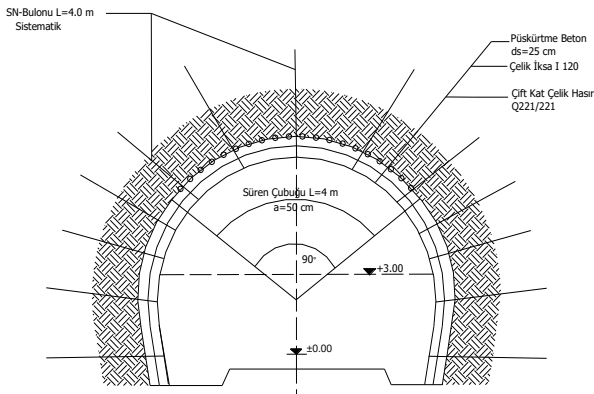


Şekil 5. B2 Kaya Sınıfında Uygulanan Tahkimat İşlemleri

B3 sınıfı kaya kütleğinde tünel alt ve üst yarı kazısı olarak iki kısma ayrılmaktadır. Hem üst hem alt yarıda yapılan kazı işleminden sonra 3 cm kalınlığındaki ön püskürtme beton işlemi, 1. sıra

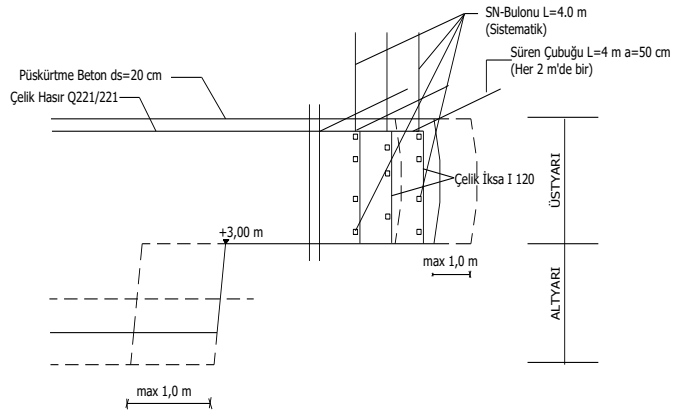


çelik hasırların yerleştirilmesi ($\phi 221/221$), çelik iksaların yerleştirilmesi, püskürtme betonun 15 cm'ye tamamlanması, SN-bulonlarının yerleştirilmesi, 2. sıra çelik hasırın yerleştirilmesi ($\phi 221/221$), süren çubuğunun yerleştirilmesi, püskürtme betonun 20 cm'ye tamamlanması işlemleri takip etmektedir. Bu kaya sınıfı kullanılan (üst yarı ve alt yarıda) kaya bulonlarının boyu 4 m, aralıkları üst yarıda 2 m, alt yarıda 2.5 m olup çapları 28 mm'dir. Kullanılan ön- sürenin uzunluğu 4 m olup 0.5 m aralıklarla yerleştirilmektedir. B3 kaya kütleğinde uygulanan tahkimat düzeni Şekil 6'da ve tahkimat elemanı miktarı Çizelge 4'de verilmektedir.



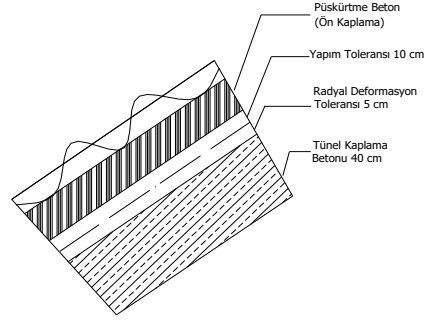
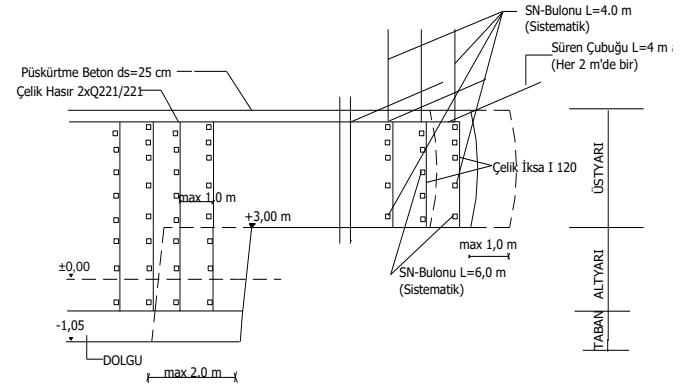
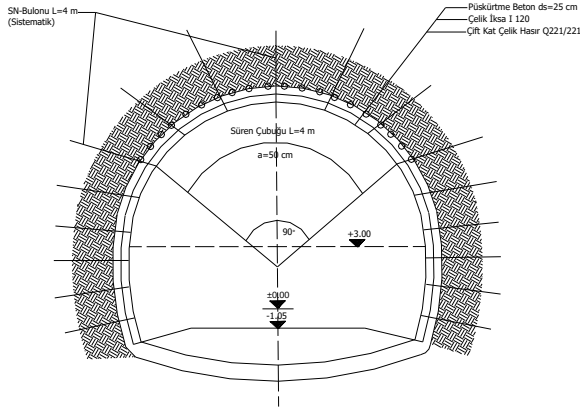
Şekil 6. B3 Kaya Sınıfında Uygulanan Tahkimat İşlemleri

C2 kaya sınıfında yapılan işlemler B3 sınıfı ile benzerlik göstermektedir. Fakat C2 sınıfında püskürtme beton kademeli olarak 3, 20, 25 cm kalınlığa çıkarılmakta, C2 Portal sınıfında ise püskürtme beton 3, 25, 30 cm'ye çıkarılmaktadır.

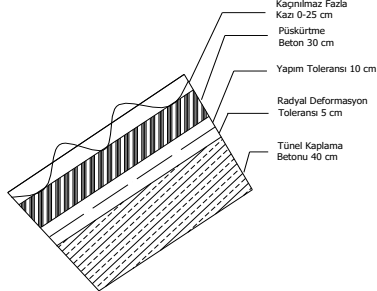
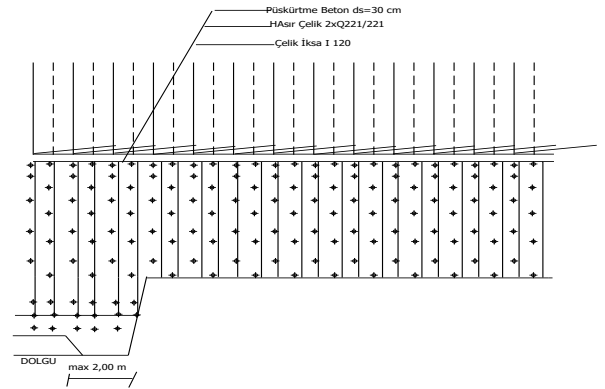
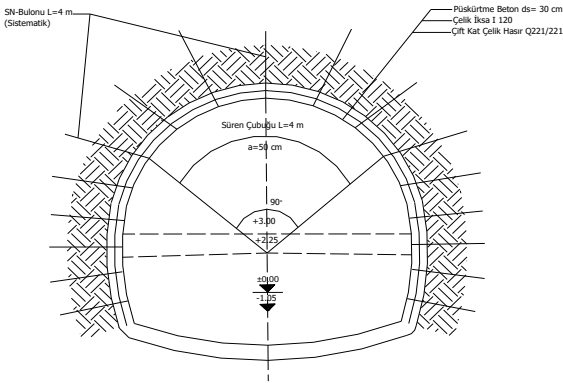


C2 kaya sınıfında kullanılan (üst yarı ve alt yarıda) kaya bulonlarının boyları 4 m ve 6 m olup aralıkları 1.5 m'dir. Kullanılan önsüren çubuklarının boyları 4 m olup 0.5 m aralıklarla yerleştirilmektedir. C2 kaya kütleğinde uygulanan tahkimat düzeni Şekil 7'de ve tahkimat elemanı miktarı Çizelge 4'de verilmektedir.

C2 Portal kaya sınıfında yapılan işlemler B3 kaya sınıfı ile benzerlik göstermektedir. C2 Portal kaya sınıfında kullanılan kaya bulonunun (üst yarı ve alt yarıda) boyu 4 m, aralıkları 1.5 m olup çapı 28 mm'dir. C2 Portal kaya kütleğinde uygulanan tahkimat düzeni Şekil 8'de ve tahkimat elemanı miktarı Çizelge 4'de verilmektedir.



Şekil 7. C2 Kaya Sınıfında Uygulanan Tahkimat İşlemleri



Ayrıca tüneller içerisinde iksa elemanları ve bitişik kayadaki deformasyon ve yük değişimlerinin gözlenmesi ve kaydedilmesi amacıyla jeoteknik ölçümler yapılmaktadır. Tünelin açılması esnasında herhangi bir deformasyon olayına rastlanmamıştır. Uluburun tüneline kullanılan tahkimat elemanlarının cinsi ve miktarı Çizelge 4'de verilmiştir.

Şekil 8. C2 Portal Kaya Sınıfındaki Tahkimat İşlemleri

Çizelge 4. Uluburun Tünelinde Kullanılan Tahkimat Elemanlarının Cinsi ve Miktarı

Malzeme Cinsi	B1	B2	B3	C2	C2 P	Toplam
Çıkarılan Pasa Miktarı (m ³)	20067	27512	82350	14210	22000	166139
Püskürtme Beton (m ³)	593	1206	4776	944	1280	8799
Çelik İksa (Ton)	---	---	259	41	56.7	356.7
Çelik Hasır (Ton)	20.47	27.59	162.87	25.8	35.6	272.3
Kaya Bulonu (Adet)	1495	3875	11437	1813	2500	21120
Önsüren Çubuğu (Adet)	---	---	4575	725	1000	6300
Beton (m ³)	2134.4	2876.8	8491.2	1345.6	1856	16704
Çimento (Ton)	1035	1536	4990	2522	1154	11237
Membran ve Keçe (m ²)	5589	7533	22234.5	3523.5	4860	43740

5 SONUÇLAR

Uluburun Tüneli'nde yapılan araştırmalarda aşağıda belirtilen sonuçlar elde edilmiştir.

Sağ ve sol tüp olmak üzere toplam 1800 m uzunluğa sahip olan tünel güzergahı boyunca Yeni Avusturya Tünel Açma (NATM) yöntemine bağlı olarak kazı yapılması amacıyla 5 farklı kaya sınıfı belirlenmiştir. Bu kaya sınıfları; B1 (230 m), B2 (310 m), B3 (915 m), C2 (145 m) ve Portal sınıfı kaya (200 m)'dir.

Tünelde kazı işlemleri üst yarı ve alt yarı şeklinde delme patlatma yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Aşırı sökümlerin, tünel çevresinde kırılma ve çatlamların önlenmesi, tünel kazı arınına yakın olarak yerleştirilen saplama ve püskürtme betonun patlatma sonucu oluşan titreşimlerden zarar görmemesi için her bir kaya sınıfında farklı patlatma düzeni ve delik şarjları kullanılmıştır.

Tünelde farklı kaya sınıfları ve deformasyon özelliklerine bağlı olarak kullanılan tahkimat elemanlarının cinsi, miktarı ve yerleştirilme zamanları da farklılık göstermektedir. Tahkimat elemanları olarak püskürtme beton, kaya bulonu, çelik hasır, önsüren, çelik iksa, keçe ve jeomembran kullanılmıştır.

Tünelin kazı ve tahkimatı sırasında tünelcilik açısından herhangi bir problemle karşılaşılmamıştır. Ancak tünelin giriş kısmı sol tüp üstünde meydana gelen heyelan, bu tüpteki kazı işlemlerini yaklaşık 6-8 ay kadar geciktirmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, çalışmanın yapılmasında destek veren Güriş-Metiş Konsorsiyum'a, şirkette tünel grup şefi olarak görev yapan Sn.Tevfik TANRIVER'e ve Maden Mühendisi olarak çalışan Heybet ÇAĞLAYAN'a teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Arioğlu, B., Yüksek, A. ve Arioğlu, E., 1994. İncirli-M. İnönü Tüneli Yapım Çalışmaları ve Üretim Parametreleri. Ulaşım Yeraltı Kazıları I. Sempozyumu. s. 145-163.
- Braun, W. M., 1980. Application of the NATM in Deep Tunnels and Difficult Rock Conditions., Tunnels and Tunneling, Sayı 12, No. 2 s. 17-20
- Eisenstein, Z. & Ezzeldine, O., 1992. The Effect of Tunnelling Technology on Ground Control., Tunnelling and Underground Space Technology, Sayı 7, No. 3, s. 273-279
- Güriş, 2002. Proje Uygulama Raporu, Giresun Şantiyesi, Karayolları, 2002. Doğu Karadeniz Sahil Yolu İyileştirme Projesi Giresun-Espiye Otoyolu, Karayolları 10. Bölge Müdürlüğü, Trabzon.
- Karayolları, 1997. NATM Uygulamalı Yeraltı Tünel İşleri Teknik Şartnamesi, Karayolları Genel Müdürlüğü, Teknik Araştırma Dairesi, Ankara.
- Kılıç, A. ve Anıl, M., 2002. Tarsus Ayrımı-Adana-Gaziantep Otoyolu T2 (Ayran) Tünelinde Kaya Sınıflarına Bağlı Kazı ve Tahkimat Uygulamaları. Madencilik Dergisi. Cilt. 39, Sayı. 2, s. 3-10.
- Mandal, O., 2001., Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi ve Tünel İksasının Uluburun Tüneline Uygulanışı, Bitirme Tezi, K.T.Ü., Trabzon.
- NATM, 1995. New Austrian Tunnelling Method (NATM) Summercourse Notes., IACES Bureau of Vienna., University of Technology Vienna., International Association of Civil Engineering Students.
- Rabcewicz, L., 1965. The New Austrian Tunnelling Method., Water Power, No.1, s.19-24

ANKARAY projesi delme tünellerinde kazı ve tahkimat uygulamaları

Excavation and support applications in ANKARAY project's bored tunnels

M. Çilsal

Ankara Metrosu, Bakım ve İşletme Merkezi, Macunköy, Ankara

H. Yavuz & D. Sarı

SDÜ Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

ÖZET: ANKARAY (Ankara hafif raylı toplu taşıma sistemi) projesi, Ankara'nın batısındaki AŞTİ istasyonunu doğusundaki Dikimevi istasyonuna bağlayan toplam 9 km uzunluğundaki hattın oluşmaktadır. Bu hattın 2 kilometresini delme tüneller oluşturmaktadır. Bu tüneller NATM'e (Yeni Avusturya Tünel Açma) göre inşa edilmişlerdir. Yönteme uygun olarak zeminin yapısına göre farklı kazı tipleri benimsenmiştir. Bu bildiride, ANKARAY projesi kapsamındaki delme tünellerdeki tüp ve tranzisyon kesitlerin NATM yöntemine uygun kazı aşamaları açıklanmakta olup bu kazı aşamalarında kazı kesitine ve jeolojik yapıya bağlı olarak uygulanan tahkimat sistemleri tanıtılmaktadır.

ABSTRACT: ANKARAY (Ankara light rail urban transportation system) project consist of a line with a total length of 9 km connecting AŞTİ station in the west of Ankara with Dikimevi station in the east. Two kilometres of this line are bored tunnels. These tunnels were constructed using the NATM (New Austrian Tunnelling Method). In accordance with this method, different excavation stages depending on the ground conditions were adopted. In this paper, excavation stages, adopted depending on NATM, of tube and transition crossections of ANKARAY project's bored tunnels were explained and, in these stages, support systems applied depending on excavation crossections and geological conditions of the ground were introduced.

1 GİRİŞ

Ankaray projesi 12 istasyon, aç-kapa tüneller, delme tüneller, yarma ve hemzeminden oluşmaktadır. Projedeki hattın toplam uzunluğu 9 kilometredir. Bunun 2 kilometresini delme tüneller oluşturmaktadır. Bu tüneller AŞTİ (Ankara Şehirlerarası Terminal İşletmesi), Demirtepe-Kızılay-Kolej ve Dikimevi olarak adlandırılmıştır. Delme tüneller iki tip kesitte açılmışlardır. Bunlar tranzisyon ve tüp kesitleridir.

1.1 Tranzisyon Kesit

Tranzisyon kesitin çevre uzunluğu 36 metre olup kazısı 6 aşamada gerçekleştirilmiştir. Birinci tüneller projenin başlangıç kısmını oluşturan AŞTİ tünelleri olup bu tünellerde tranzisyon kesitin uzunluğu 60.55 metredir. Tranzisyon kesitten uzunlukları 375 ve 366 metre olan iki ayrı tüp kesit ile istasyona ulaşmaktadır.

1.2. Tüp Kesit

Tüp kesitlerin çevre uzunluğu 20 metre olup kazısı 2 aşamada yapılmaktadır. İkinci tüneller Demirtepe-Kızılay ve Kızılay-Kolej tünelleridir. Bu iki tünelin toplam uzunluğu 1200 metredir. Bu tünellerin kazısı iki ayrı tüp kesitte başlamakta ve Kızılay istasyonuna kadar uzanmaktadır.

Kızılay istasyonuna varmadan 38 metre uzunluğundaki Tranzisyon kesitle İstasyona bağlanmaktadır.

Üçüncü delme tünel ise ANKARAY projesinin son kısmı olan Dikimevi tünelidir. Bu tünelin uzunluğu 130 metre olup tüp kesitte kazı olarak projelendirilmiştir.

2 DELME TÜNELLERDE ZEMİNİN JEOLJİK YAPISI

AŞTİ ve Demirtepe-Kızılay tünellerinde zemin yapısını Ankara Kili oluşturmaktadır. Ankara Kili Terzaghi'nin zemin sınıflandırma sistemine göre şişen zemin özelliğindedir(Terzaghi,1965). Ankara kili, kırmızı-kahverengi, düşük plastisiteli, sert ve sıkı bir yapıya sahip olup yer yer karbonat konkresyon ve fissürleri içermektedir. Bu kil iki tünelde de farklılıklar göstermektedir. En büyük fark, AŞTİ tünelineki kilin karbonat fissürleri içermesidir. Bu fissürlerin boyutları yerine göre değişmektedir.

Demirtepe-Kızılay tüneline ise Ankara kili içerisinde karbonat konkresyonları gözlenmiştir. Dolayısıyla bu tünelin zemini sıkı, sert ve dayanıklıdır. Ankara kilinde zaman zaman içerisinde su ihtiva eden kum-çakıl mercek ve bandlarına rastlanmıştır. Tünel açma işleminde bu mercek ve bandlarından bazen su sızıntısı, bazen de yoğun bir biçimde su akması gözlenmiştir.

Demirtepe-Kızılay Tünelinin Kızılay istasyonuna yakın olan kısmında Kavaklıdere Vadisi yer almaktadır. Bu vadinin derinliği 20 metre ve genişliği 130 metredir. Vadi içerisinde su ihtiva eden kum-çakıl mercekleri ve bandları bulunmaktadır. Tünel bu vadi içerisinde geçmek durumunda kaldığı için zemin Jet-grouting yöntemi ile sağlamlaştırılmıştır.

Kolej-Kızılay tüneline zemin yapısını Grovak ve Ankara kili oluşturmaktadır. Grovak yeşil-sarı-kırmızı renkte olup, eklemli bir yapıya sahiptir. Eklemlerin arası kil dolgulu olup az miktarda su ihtiva etmektedir.

3 TUNEL AÇMA YÖNTEMİ

Delme tünellerde kazı Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemine (NATM) göre gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemde göre tüplerin tam kesitleri, önce üst ve sonra alt yarının kazısı ile açılmaktadır.

Kazı sınırı 0.50-1.50 metre arasında zeminin yapısı ve durumuna göre değişmektedir. Üst yarının kazısı tamamlandıktan sonra kazı duvarı 3 cm kalınlığında püskürtme beton ile kaplanmakta ve zeminin hava ile olan teması önlenmektedir. Daha sonra zemin, çelik iksa, çelik hasır ve projede öngörülen kalınlıkta püskürtme beton ile kaplanmaktadır. Üst yarıda ilerleme kullanılan kazıcı makinanın özelliği ve zeminin durumuna göre tayin edilmektedir. Genellikle üst yarıda ilerleme 4-5 metre arasındadır. Üst yarı donatısı tamamlandıktan sonra alt yarı kazısına geçilir ve tüneline tam kesitte kazısı tamamlanmış olur.

4 TUNEL KESİTLERİNİN AÇILIŞ YÖNTEMLERİ

İki tip tünel kesiti bulunmaktadır.

-Tranzisyon kesit

-Tüp kesit

4.1. Tranzisyon Kesit

Çevre uzunluğu 36 metredir. Kesit alanının büyük olması sebebiyle ayna kazısı 6 aşamada gerçekleştirilmiştir. Bu aşamalar:

-Sağ tünel: üst yarı ve alt yarının kazısı olmak üzere iki aşamada yapılmaktadır

-Sol tünel: üst yarı ve alt yarı kazısı olmak üzere iki aşamada yapılmaktadır.

-Çekirdek kısım: bu kısım sağ ve sol tüneline ortasında kalan kısımdır. Önce üst yarının daha sonra alt yarının kazısı yapılmaktadır.

AŞTİ tüneline Tranzisyon kesit ile başlamakta ve daha sonra tüp kesitlere geçmektedir.

Demirtepe-Kızılay ve Kızılay-Kolej tünelleri ise tüp kesit ile başlamakta ve tranzisyon kesit ile Kızılay istasyonuna bağlanmaktadır.

4.2. Tüp Kesit

Çevre uzunluğu 20 metre olup iki aşamada kazısı yapılmaktadır. Bu aşamalar sırasıyla:

-Üst yarı kazısı

-Alt yarı kazısı şeklindedir.

Tüp kesitte üst yarı kazısı yapıldıktan sonra tahkimatı yapılmaktadır. Üst yarıda ilerleme 7 metre olduktan sonra alt yarı kazısına geçilmekte ve tahkimatı yapılmaktadır. Üst yarı ve alt yarı kazısı arasındaki mesafe proje gereği 5 metre olmak zorundadır (Bayındır-Yüksel JV, 1992).

4.3. Nihai Beton Kaplaması

Tüp kesitlerde üst ve alt yarı kazıların tamamlanıp kazı duvarının püskürtme beton ile kaplanmasından sonra tünel tam kesitte tamamlanmış olur. Proje gereği tünel içinin kuru ve susuz olması istenmektedir (Bayındır-Yüksel JV, 1992). Bu yüzden püskürtme betonun yüzeyi nihai beton ile kaplanmaktadır. Bu donatısız betonun taşıyıcı özelliği olmayıp sadece mimari estetik yönden önemi bulunmaktadır. Nihai betona geçilmeden önce su izolasyonu yapılmaktadır. Bunun için öncelikle keçe diye tabir edilen malzeme püskürtme betonun yüzeyi üzerine kaplanmaktadır. Daha sonra 2 mm kalınlığındaki membrane (PVC) malzeme tabaka tabaka bu keçe üzerine kaplanmaktadır. Membrane özel kaynak makinaları ile ek yapılarak tünel boyunca uygulanmaktadır. Daha sonra ek yerlerine

belirli basınçta hava verilerek kaçak olup olmadığı test edilmektedir. Burada keçe uygulanmasının nedeni püskürtme betonun yüzeyinin keskin ve sert olmasından dolayı membrane zarar vermesini engellemektir. Membrane uygulaması ve testleri bittikten sonra nihai beton uygulamasına geçilmektedir.

Nihai beton uygulaması taban betonu ile başlamakta ve belirli bir süre sonra kemer betonuna geçilmektedir. Bu amaçla, 10 metre uzunluğundaki kalıp makinaları kullanılmaktadır.

Beton kaplama işleminden sonra taban betonu üzerine kalınlığı yaklaşık 50 cm olan balast malzemesi serilmekte ve serilen bu malzeme iyice sıkıştırıldıktan sonra traversler belirli aralıklarla monte edilmektedir. Daha sonra raylar traversler üzerine monte edilerek ray kaplama işlemi tamamlanmaktadır.

5 KAZI TİPLERİ

Zeminin yapısına göre dört farklı kazı tipi uygulanmıştır. Bu kazı tiplerine göre kullanılan donatı miktarları da değişmektedir.

5.1. A-Tipi Kazı

Bu tip kazı ve tahkimat sert Ankara kilinde uygulanmıştır (Şekil 1).

Üst Yarı Kazısında:

-Kazıdan sonra yüzey 3 cm püskürtme beton ile kaplanır.

-Çelik hasır monte edilir

-Çelik iksa montajı yapılır

-20 cm kalınlığında püskürtme beton ile kaplanır.

Alt Yarı Kazısında:

-Kazıdan hemen sonra yüzey 3 cm kalınlığında püskürtme beton ile kaplanır

-Çelik hasır monte edilir

-15 cm kalınlığında püskürtme beton uygulanır

5.2. B1 Tipi Kazı

Bu tip kazı ve tahkimat tünel üst yarı kazısında kum-çakıl mercekleri yada bantları gözlendiğinde uygulanmıştır (Şekil 2).

Üst yarı kazısında:

-Kazıdan hemen sonra yüzey 3 cm püskürtme beton ile kaplanır

-Çelik hasır monte edilir

-Çelik iksa montajı

-Çelik hasır monte edilir.

-25 cm kalınlığında püskürtme beton uygulanır.

Alt Yarı Kazısında:

-Kazıdan hemen sonra 3 cm püskürtme beton uygulanır.

-Çelik hasır monte edilir

-15 cm püskürtme beton uygulanır.

5.3. B2 Tipi Kazı

Tünel alt yarısında kum-çakıl mercek yada bandı gözlendiği zaman uygulanmıştır (Şekil 3).

Üst Yarı Kazısında:

-Kazıdan hemen sonra yüzey 3 cm püskürtme beton ile kaplanır

-Çelik hasır monte edilir

-Çelik iksa montajı yapılır

-20 cm püskürtme beton uygulanır

Alt Yarı Kazısında:

-Kazıdan hemen sonra yüzey 3 cm püskürtme beton ile kaplanır

-Çelik hasır monte edilir

-Çelik iksa montajı yapılır

-20 cm püskürtme beton uygulanır.

5.4. C Tipi Kazı

Grovak yapılarda uygulanmıştır (Şekil 4).

Üst Yarı Kazısında:

-Kazıdan hemen sonra yüzey 3 cm püskürtme beton ile kaplanır

-Çelik hasır monte edilir

-İksa montajı yapılır

-20 cm püskürtme beton uygulanır

-Son iksadan bir evvelki iksa kısmından kaya bulonları çakılır

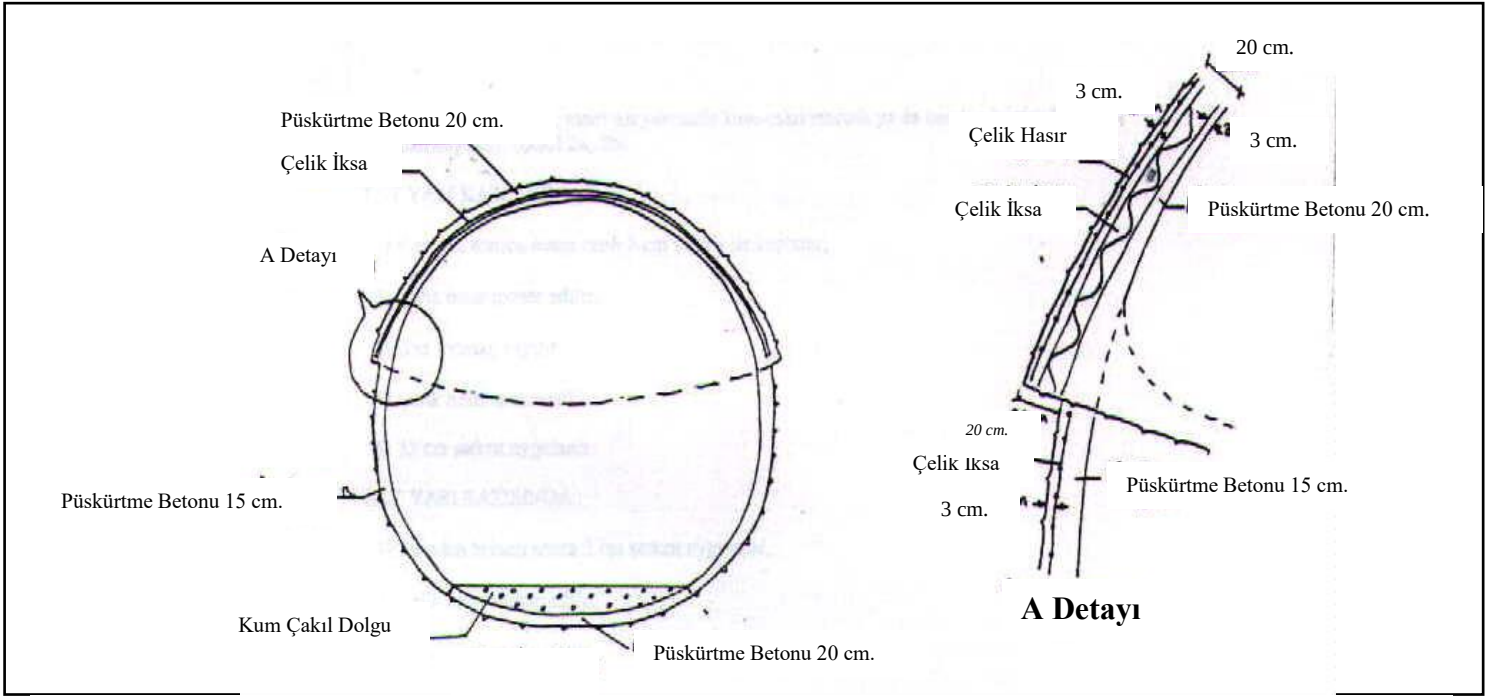
-Her ikinci iksadan öne doğru 3.5 metrelik süren çubuğu uygulanır.

Alt Yarı Kazısında :

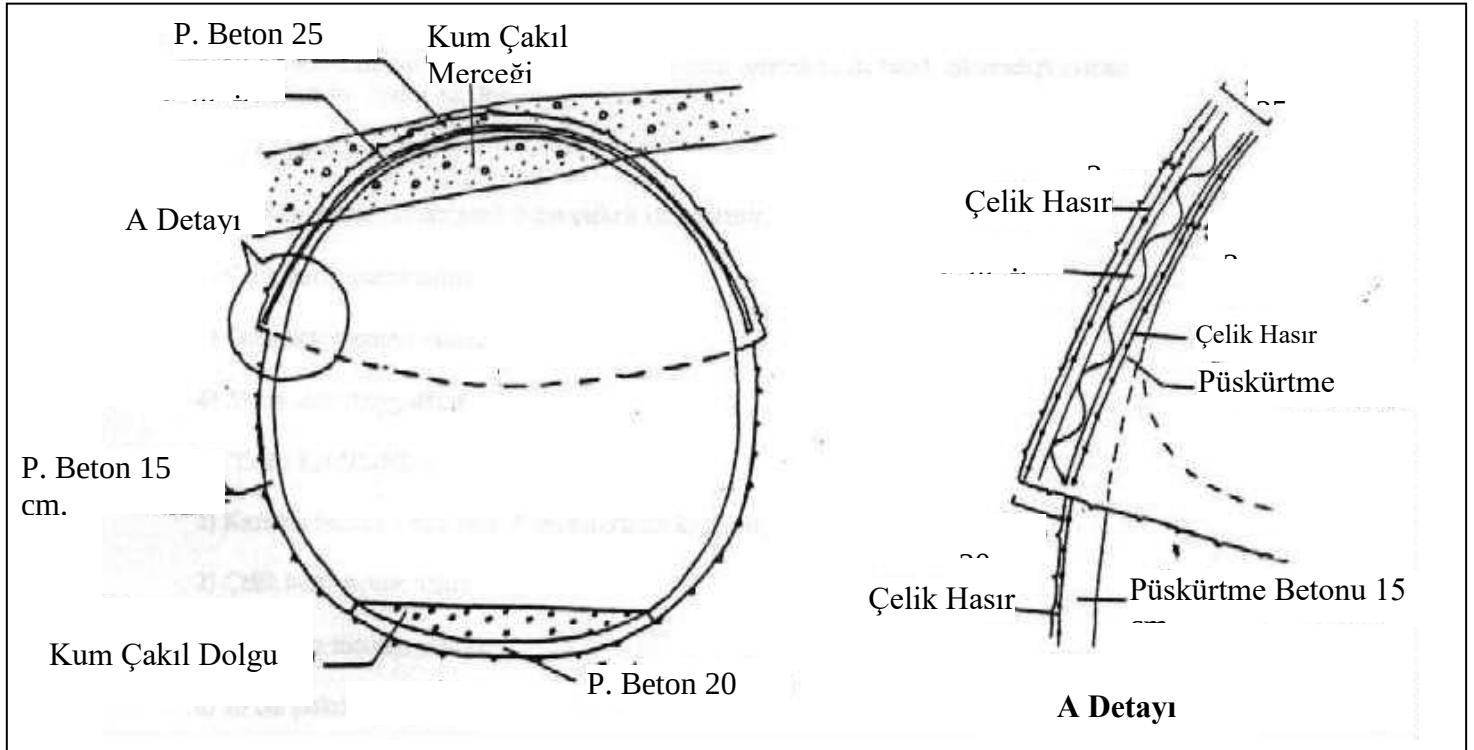
1-Kazıdan hemen sonra 3 cm püskürtme beton uygulanır

-Çelik hasır monte edilir

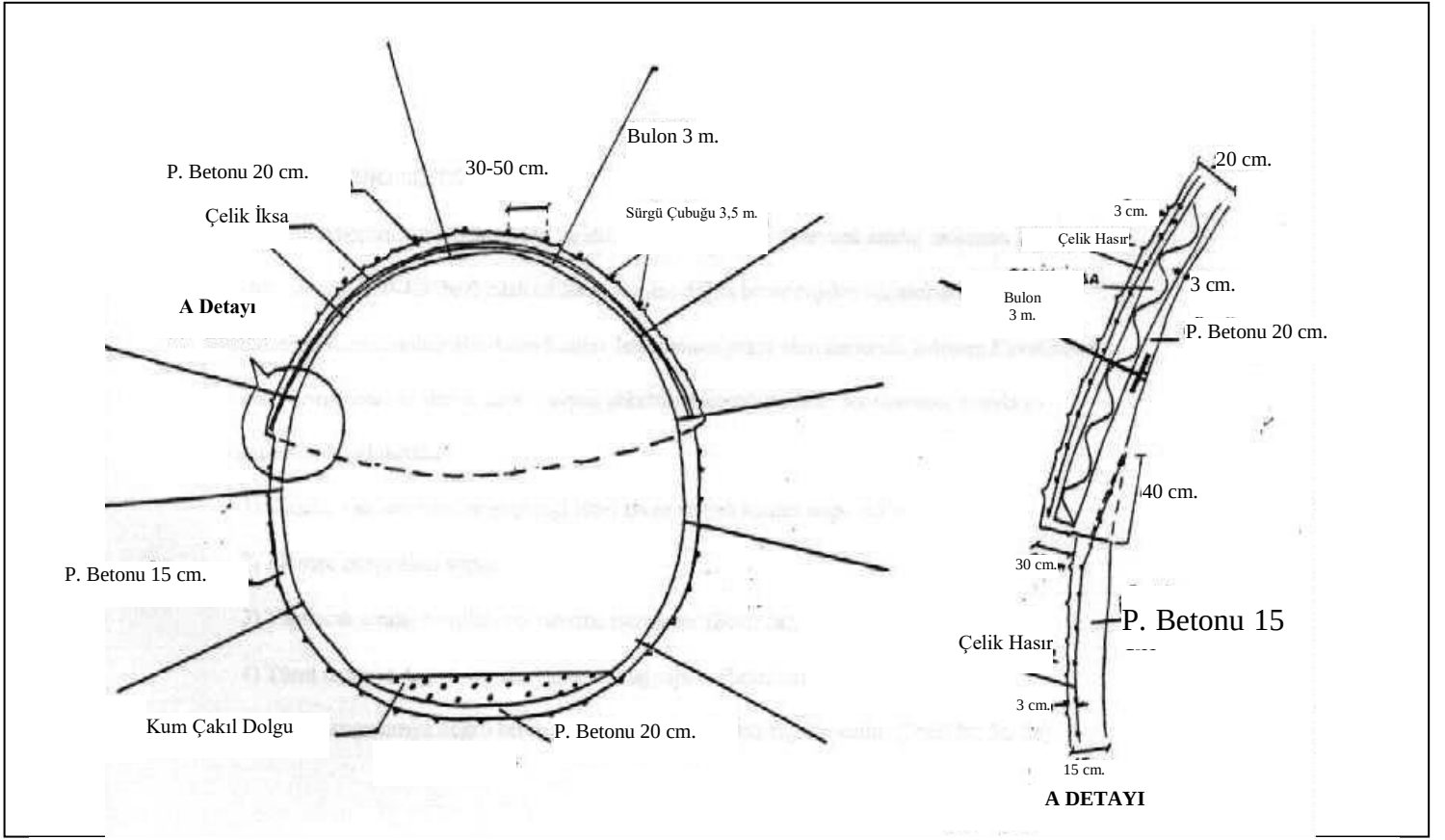
-15 cm kalınlığında püskürtme beton uygulanır.



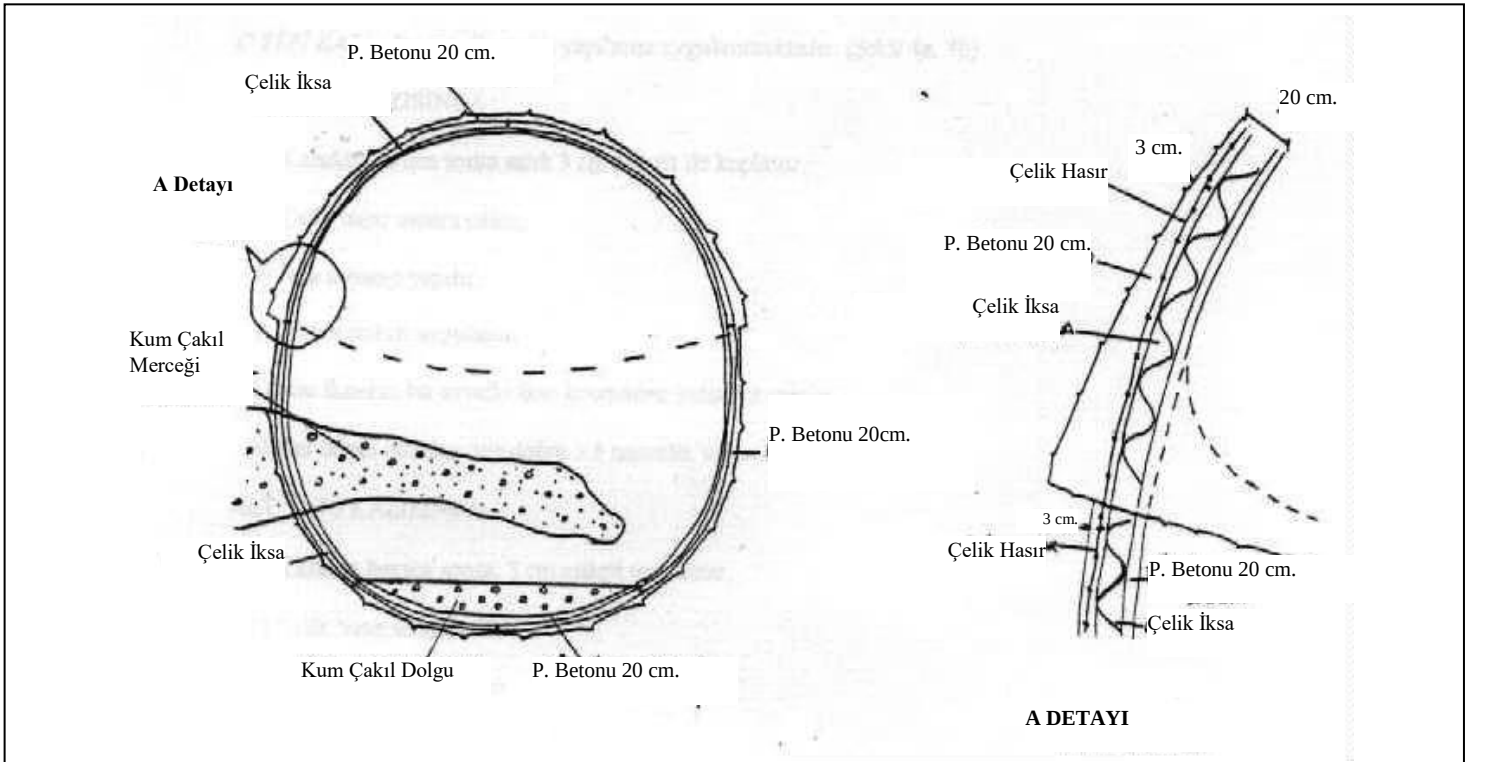
Şekil 1. A tipi kazı donatısı



Şekil 2. B1 tipi kazı donatısı



Şekil 3. B2 tipi kazı donatısı



Şekil 4. C tipi kazı donatısı

6 BİR VARDİYADA İLERLEME SİSTEMİ

Delme tünellerde kazı işlemi zeminin durumuna göre belirlenmiş kazıcı makinalarla yapılmıştır. Ankaray projesinde zemin yumuşak (Ankara Kili) olduğu için normal kazıcı (excavatör) veya özel imalat kazıcılar kullanılmıştır. AŞTİ ve Dikimevi delme tünellerinin inşası bir Türk firması, Demirtepe-Kızılay ve Kızılay-Kolej tünellerinin inşası ise Polonyalı bir firma tarafından gerçekleştirilmiştir. AŞTİ ve Dikimevi tünellerinde normal sabit bomlu kazıcı, diğer tünellerde özel imalat bomu 180 derece sağ/sola dönebilen kazıcı kullanılmıştır.

AŞTİ ve Dikimevi tünellerinde kazıcı normal ilerleme mesafesindeki kazısını yaptıktan sonra, tünelin daireselliği sebebiyle yan taraflar kazılamamaktadır. Yan tarafların kazısı tünel işçileri tarafından martopikör ile yapılmıştır. Fakat bu durum diğer tünellerde böyle değildir. Hareketli boma sahip kazıcı tünel kazısını hareketli bomu sayesinde rahatlıkla yapabilmektedir.

Kazısı tamamlanan kısma projede öngörülen ölçülerdeki şablon tutularak kazı sınırı istenilen şekle getirilir. Zemin bu şekilde açıkken jeoloji mühendisi tünel aynasındaki zeminin jeolojik kesitini çıkarır. Jeoloji mühendisi zeminin jeolojik yapısını inceler ve elinde hazır bulunan tünel ayna kesiti formunu doldurur. Bu bilgiler ilerdeki zamanlarda kullanılmak üzere saklanmaktadır.

Zemin şişen özellikteki Ankara Kili olması sebebiyle hemen püskürtme beton ile kaplanmış ve kazı tipine göre gerekli tahkimat malzemeleri ile koruma altına alınmıştır. Bu yüzden zeminin fazla açık kalmaması için tahkimat malzemeleri daha önce tünel aynasının yakınlara stoklanmıştır. Mikserlerle tünel aynasına kadar getirilen kuru karışım beton çimento malzemesi, priz hızlandırıcı malzemenin katılması ile özel donanımlı püskürtme beton makinası tarafından kazı yüzeyine 5-6 bar basınç altında fırlatılmakta ve projenin öngördüğü toleranslar içerisindeki kalınlıkta kazı duvarı kaplanmaktadır (Bayındır-Yüksel JV, 1992). Özel eleklerden geçen kuru püskürtme beton malzemesi 5-6 bar basınç altında kalın bir hortumdan geçerek hortumun uç kısmına gelir. Hortumun uç kısmında kuru malzeme ile su buluşmakta ve karışım kazı yüzeyine hızla çarpmaktadır.

Tahkimat tünel aynasına monte edilirken projede belirlenen koddaki olması çok önemlidir. Dikimevi ve AŞTİ tünellerinde trilopid topograf aleti kullanılarak belirlenen noktalara iksa ayakları yerleştirilmiştir. Diğer tünellerde ise lazer tüpleri belirli yerlere monte edilerek lazer ışını tünel aynasına gönderilmektedir. Lazer noktasının ayna üzerinde hedeflediği noktaya iksa ayağı konularak gerekli kod ayarlaması sağlanmıştır.

7 TÜNEL PORTALI

Tünel kazısı yapılmadan önce emniyet açısından tünel portalleri oluşturulmalıdır. Şekil 5'te AŞTİ Tranzisyon kesit portalı görülmektedir. Yüksek dik bir yamacın alt kısımlarından tünel kazısına başlanacaksa yüksek zeminlerde kademeli olarak kod düşürülmelidir. Tünel girişi ve yan duvarlar hasır çelik ve shotcrete ile kaplanmalıdır. Daha sonra yüzeyden dış tarafa doğru çelik iksalar ve hasır çelik kullanılarak portal oluşturulmaktadır. Tünel portalı yüksek yamaçlardan düşebilecek malzemelerden çalışan işçileri koruduğu gibi tünel ağzının da kapanmasını engellemektedir.



Şekil 5. Tünel Portalı (AŞTİ tüneli)

8 SONUÇLAR

ANKARAY projesinde yer alan delme tüneller ayrıntılı olarak irdelenmiştir. Tüneller tüp ve tranzisyon kesit olmak üzere iki ayrı tip kesitte açılmıştır. Tranzisyon kesitlerin kazısı altı aşamada, tüp kesitlerin kazısı ise iki aşamada tamamlanmıştır. Kazı ilerlemesi üst ve alt yarı biçiminde yapılmış olup zeminin jeolojik yapısına ve kazının kesitine göre tahkimat uygulamaları değişiklik göstermiştir.

9 KAYNAKLAR

- Bayındır-Yüksel JV. 1992, Ankaray Projesi.
Terzaghi, K. (1965) Theoretical Soil Mechanics, 3 Edition,
John Wiley and Sons Inc., New York.

Sodyum silikat katkılı karışımlarla enjeksiyon uygulamaları

Injection applications of the sodium silicate added mixtures

F. Özbayoğlu

Niğde Üniversitesi Müh-Mim.Fak. İnşaat Müh. Bölümü NİĞDE

ÖZET : Günümüzde sodyum silikat katkılı çimento enjeksiyon işlemleri, galeri ve tünel kaplama stabilizasyonlarında ve şev tahkimatlarında, başarı ile uygulanabilmektedir. Bilindiği gibi enjeksiyonlar, zeminlerin dayanımını artırmada ve gerekli kesimlerde geçirimsizliği sağlamada yararlı olmaktadır. Bu çalışmada , gerçekleştirilen laboratuvar deneylerinde , sodyum silikat katkılı çimento , bentonit ve diğer katkı maddelerinden oluşan enjeksiyon şerbetlerinin 28 günlük serbest basınç dayanım değeri, değişik parametrelere bağlı olarak bulunmuştur. Çimento enjeksiyonunun laboratuvar koşullarında gerçekleştiği bu deneyler sonucunda, maksimum dayanım değerleri , % 30 kum ve % 70 çakıl karışımlarına ait örneklerin 0.8 su/çimento oranındaki enjeksiyon şerbetiyle yapılan uygulamalarda elde edildiği görülmüştür.

ABSTRACT : Sodium silicate added cement injections in the galleries and tunnels were successfully applied today.As it was known the injections are useful for increasing the strength and impermeability of the soil layers . In these laboratory research , 28 days compressive strenght values of the samples obtained by the injection in the laboratory condition. The injected material sodium silicate added cement plus bentonite and the other additives. After these laboratory tests, it was observed that maximum compressive test results were obtained with the mixture of % 30 sand and % 70 gravel , by 0.8 water/cement ratio of injection mixture.

1 GİRİŞ

Enjeksiyon, bir zemin ıslah yöntemi olup kayma mukavemetini artırmak ve geçirimsizliği azaltmak için kaya yada zemin içerisine basınç altında bir sıvı enjekte etme işlemi şeklinde uygulanmaktadır. Niğde Üniversitesi Mühendis-lik Mimarlık Fakültesi Zemin Mekaniği, OYSA Niğde Çimento Fabrikası ve NİĞBAŞ Laboratuvarlarında gerçekleştirilen bu çalışma, çimento enjeksiyonu uygulanmış kum örneklerinin mekanik ve dayanım özelliklerinin tespiti için değişik oranlarda hazırlanan ve laboratuvarlarda uygulanan kum çakıl karışım örneklerinin çimento enjeksiyonu model deneylerini kapsamaktadır. Zemin üzerine yapılacak yapının önemine göre yapının kompleks oluşuna göre zeminde meydana gelmiş veya meydana gelebilecek problemlere karşı enjeksiyon işlemi bir ıslah yöntemi olarak uygulanmaktadır. Bugüne kadar, özellikle 20.yüzyılın başlarından bu yana, bu yöntem geliştirilmiş ve önemli ilerlemeler kaydedilmiştir. Enjeksiyon işleminin başarı ile uygulanabilmesi için çalışmaların başında, uygun karışım tipi ve enjeksiyon yöntemi araştırması yapılmalıdır. Çimento karışımlarında enjek-

siyondan önce akışkanlık su kuma çökeltme ve dane boyutu gibi özellikler, enjeksiyondan sonra ise büzülme, hidratasyon ısısı , mukavemet ve dayanım gibi özellikler önem kazanmaktadır. Çimento karışımlarının özelliklerini etkileyen en önemli faktör su/çimento oranıdır.Karışımındaki fazla su çökmeye, düşük dayanıma ve düşük mukavemete neden olmaktadır.Fazla çimento ise ani katılaşmaya enjeksiyon işlemi sırasında boru sisteminde tıkanıklığa ve ekonomik yönden de kayıplara neden olmaktadır (Littlejohn,1982).

Normal portland çimentosu kullanılarak hazırlanan enjeksiyon karışımları, çakıllı ve kaba daneli kumlu zeminlerde, başarılı uygulama alanları bulabilmekle birlikte, orta ve ince kumlarda enjeksiyon sırasında, önemli penetrasyon güçlüklerinin ortaya çıktığı gözlenmiştir (Özbayoğlu 1998).

Kimyasal enjeksiyonlarda bu tip penetrasyon sorunları görülmemekle birlikte toksik etkileri nedeni ile, yeni alternatif enjeksiyon materyallerinin bulunması gerekli olmuş ve mikro daneli çimento karışımları, bu amaçla kullanılmaya başlanılmıştır (Zebovitz, vd. 1989) .

Zeminlerde enjeksiyonlar ; kaya çatlaklarının ve daneli zeminlerde boşlukların doldurulmasında geçirimsizliğin sağlanmasında, kayalık kesimlerde bulunan galeri ve karstik boşlukların doldurulmasında gerekli olmaktadır (İncecik, 1993) .

2 KONUS İLE İLGİLİ ÇALIŞMALAR

Ülkemizin dağlık bir konumda bulunması nedeni ile tünel ve şev tahkimatlarında, enjeksiyon uygulamaları gerekli olmaktadır. Zemine ve kayaya enjeksiyon yapılarak boşlukların tamamen veya kısmen doldurulması , tünel ve dolgu yakınında inşaatın güvenliği için en önemli işlemlerden biridir (Kennedy,1958). Bir grup araştırmacı çimento ile katkılı ve katkısız olarak çimento bentonit karışımları ile kumlu zeminler üzerinde enjeksiyon uyguladılar (Klein & Polivka, 1958 ;Baker,1982).

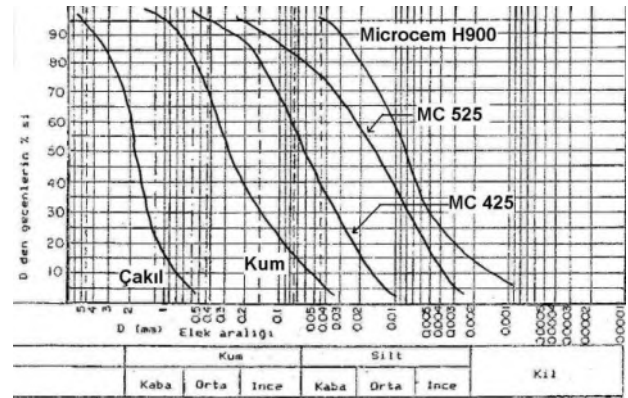
Bilindiği gibi enjeksiyonda kullanılan süspansiyon tipi çimento, bentonit şerbetleri Bingham sıvısı özellikleri göstermekte ve nispeten daha iri boşlukların doldurulmasında kullanılmaktadır. Öte yanda, başlangıç viskozite değerleri düşük sodyum silikat, akrilamit ve reçine orijinli kimyasal enjeksiyon maddeleri başlangıçta Newton sıvısı özelliklerine sahiptir ve ince yarıkların küçük boşlukların doldurulmasında daha başarılı olarak kullanılabilir (Greenwood ve Thomson 1984). Belirli oranlarda sulandırılmış sodyum silikat, katalizör maddelerinin yüzde katkı oranının değişimlerine göre, jelleşme süresine bağlı olarak değişik boyutlardaki çatlak ve boşluk açıklıklarının kapanmasında başarı ile uygulanabilmektedir. Ülkemizde, değişik oranlarda çimento, kil (bentonit) ve ilave katkı maddeleri ile yapılan pek çok dolgu ve kontank enjeksiyonu olmasına karşılık, silikat katkılı enjeksiyonları oldukça sınırlı kalmış ve gerek araştırma laboratuvarlarının kısıtlı olanakları, gerekse finans sorunları nedeni ile pek fazla uygulanamamıştır (Özbayoğlu 1990). Silikat katkılı enjeksiyon materyalinin belirli bir amaca hizmet etmesi durumunda zamana bağlı mekanik dayanım ve penetrasyon değeri iyice araştırılarak özellikle de enjeksiyon koşullarında örnekler üzerinde testler yapılarak incelenmesi gerekmektedir. Keza kimyasal dayanıklılık dolgu boşluklarının açıklık aralıklarına göre ayarlanması, dolgu materyalinin tiksotropik özelliklerinin ve toksik karakterlerinin bunlarla ilgili ekonomik faktörlerin değerlendirmesi ve maliyet etüdları detaylı bir şekilde incelenmelidir. Ülkemizde sodyum silikat katkılı çimento enjeksiyonları Altinkaya barajı alüvyon enjeksiyonlarında, Atatürk barajı perde enjeksiyonlarında İzmir Tahtalı barajı alüvyon

dolgununda, Gökçeada barajı derivasyon tüneli inşaatında Keban barajı göl alanında bulunan karstik boşlukların doldurulmasında, İstanbul Küçüksu Kasrı temel zemin ıslahı ve Konya Alaaddin camii temel takviyesinde kullanılmıştır (Özbayoğlu,1990). Beydağ barajı alüvyon enjeksiyon modellemesi için yapılan bir laboratuvar çalışmasında enjeksiyon şerbetinin çökeltme hızını azaltmak amacıyla sodyum silikat kullanılmıştır (Baykal ve Erguvanlı,1989).

3 MATERYAL VE YÖNTEM

Bu çalışma ile ilgili araştırmalar, Niğde Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Zemin Mekaniği, OYSA Niğde Çimento Fabrikası ve NİĞBAŞ Laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir.

Çimento enjeksiyon model deneylerinde kullanılan kum ve çakıl karışımları ; 0.35 ve 0.70 rölaf sıklıklarda, laboratuvar koşullarında hazırlanmış ve bunlar üzerinde, 4 ayrı seride, 0.60 , 0.80 , 1.0 ve 1.2 değerlerindeki, su/çimento (s/ç) oranlarında, çimento enjeksiyonu uygulanmıştır. Kum ve çakıl ile deneylerde kullanılan 3 ayrı boyutta çimentonun granulemetrik dağılım eğrisi Şekil.1 ' de verilmiştir. Söz konusu kum ve çakıl örnekleri , NİĞBAŞ Beton Direk Fabrikasında, beton imalatında kullanılan Avanos Kızılırmak agregalarından alınmıştır.



Şekil 1. Çimento enjeksiyon modellerinde kullanılan kum, çakıl ve çimentoların granulemetrik dağılım eğrileri.

Deneylerde kullanılan kum ve çakıl karışımlarının, rölaf sıklık değerleri ASTM 4254-83, (1983) ile belirlenmiş olup, Çizelge.1'de belirtildiği gibi , kum örneklerde $\gamma_{max} = 1.83 \text{ t/m}^3$ ve $\gamma_{min} = 1.55 \text{ t/m}^3$ ve çakıl örneklerinde ise

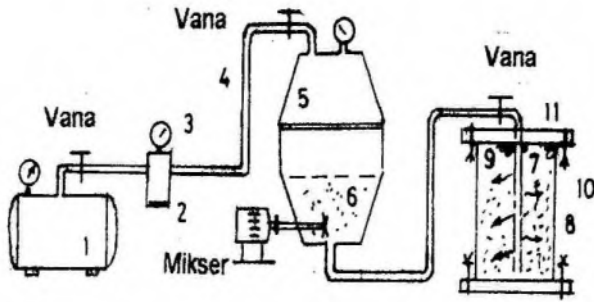
$\gamma_{\max} = 1.75 \text{ t/m}^3$ ve $\gamma_{\min} = 1.62 \text{ t/m}^3$ değerleri elde edilmiştir.

Çizelge 1. Deneylerde kullanılan kum ve çakılın geoteknik özellikleri

Zemin cinsi	$\gamma_{\min}$ t/m ³	$\gamma_{\max}$ t/m ³	ϕ içsel sür. açısı		G_s	$e_{\max}$	$e_{\min}$
			Dr 0,32	Dr 0,85			
Kum	1,58	1,83	37	43	2,64	0,67	0,43
Çakıl	1,62	1,75	42	45	2,67	0,65	0,53

Çimento enjeksiyon model deneylerinde , MC 425 , MC 525 ve Microcem 900 H olmak üzere 3 ayrı tip çimento kullanılmış , Dr = 0.35 ve Dr= 0.70 rölatif sıkılık değerlerine sahip örnekler üzerinde, 2 Atm. ve 6 Atm basınçla enjeksiyon işlemi uygulanmıştır.

Laboratuar koşullarında gerçekleştirilen çimento enjeksiyon model deney düzeneği , Şekil 2' de şematik olarak gösterilmiştir. Söz konusu deney seti, ASTM standartları çerçevesinde laboratuar koşullarında geliştirilmiştir.



- 1) Kompresör
- 2) Hava Regülatörü
- 3) Manometre
- 4) Plastik Hortum
- 5) Besleme haznesi
- 6) Çimento Karışımı
- 7) Metal İnce Boru
- 8) Silindir Kalıp
- 9) Çakıl Filtre
- 10) Zemin numunesi
- 11) Başlık

Şekil 2. Çimento enjeksiyon model deney düzeneği.

Deneylerde kullanılan çimentolar, OYSA Niğde Çimento Fabrikasından alınmış olup, bunlara ait kimyasal analiz sonuçları Çizelge 2 de verilmiştir.

Çizelge 2. MC 425, MC 525 ve Microcem 900 H tipi çimentoların kimyasal analiz sonuçları

Çimento Tipi	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Kızdırma kaybı	toplam
MC 425	23,9	5,4	2,7	65,3	1,2	1,1	0	99,6
MC525	26,7	6,1	2,6	64,2	1,4	1,3	0	99,8
900H	20,2	5,7	2,6	63,5	1,2	3,7	0,65	97,6

Çizelge 3 Microcem 900 H'in enjeksiyon özellikleri

Su/Çim.	Yoğunluk (Mg/cm³)	Karışım Sıcaklığı (°C)	Zaman (saat)				Plastik Viskozite (centipoize)
			Terleme %				
			1	2	3	4	
0,80	1,61	19	1	1	2	0	30
1	1,52	19	2	2	3	0	20
1,1	1,48	22	2	3	3	0	20
1,2	1,45	20	2	7	10	15	20
1,3	1,43	22	4	6	7	7	20
1,4	1,38	21	4	8	10	10	20

Enjeksiyon deneylerinde kullanılan Microcem 900 H, mikro daneli penetrasyon yeteneği hayli yüksek olan bir çimentodur. Söz konusu çimento, Fransa'dan getirilmiş olup özgül yüzeyi 8000-9000 cm²/gr değerlerine ulaşabilmektedir. Nem adsorbsiyonu son derece yüksek olan mikro daneli çimentonun, kısa zamanda kullanılması gerekli olmuştur.

Deneylerde karışımın duraylılığını artırmak ve akışkanlığını düzenlemek amacı ile % 5 oranında bentonit kullanılmıştır. Karakaya Bentonit Sanayiinden alınan sodyum bentonite ait teknik özellikler , Çizelge. 4'de verilmiştir.

Çizelge 4. Karakaya Bentonit Sanayii'nden alınan sodyum bentonite ait teknik özellikler.

No 200 elek üstünde kalan	Max. %2-3
Likit limit (LL)	410-490
Plastik limit	25-42
Nem miktarı (w % nem)	%11-13
Çamur yapma (yield) değeri	En az 03-90
pH (LL durumunda % su kapasitesi)	9,4

Deneylerde çökelmeyi azaltmak ve akışkanlık özelliğini artırmak üzere % 3 oranında sodyum Silikat kullanılmıştır. Deneyler, sodyum silikat çözeltisinin 40 Bome derecesinde yapılmıştır.

Bentonit ile değişik su/çimento oranlarında ve zaman aralıklarında çökeltme deneyleri yapılmış ve MC 425 tipi çimento kullanılarak elde edilen sonuçlar, Çizelge 5 ' te verilmiştir.

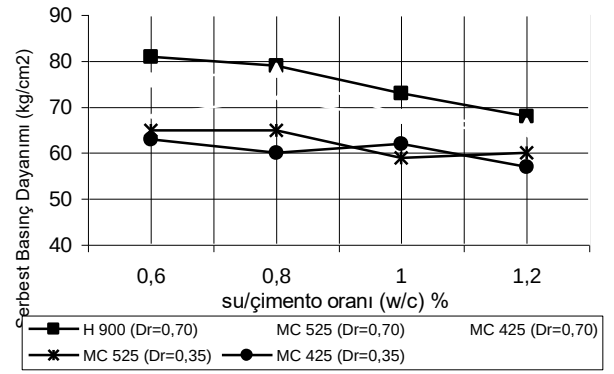
Çizelge 5. MC 425 tipi çimento kullanılarak, değişik su/çimento oranlarında bentonit katkılarının çökelmeye etkisi.

Enjeksiyon materyali				
Geçen süre (dak.)		Çimento	Çimento+ %2 Bentonit	Çimento+ %5 Bentonit
s/ç=0,6		%çökeltme	%çökeltme	%çökeltme
	15	0,80	-	-
	30	2,50	-	-
	60	4,10	0,70	-
	120	8,30	1,10	-
	180	14,10	2,20	0,60
s/ç=0,8	15	1,60	0,70	-
	30	4,30	1,50	0,60
	60	8,50	1,90	0,80
	120	17,20	2,60	1,10
	180	21,20	4,70	1,20
s/ç=1,0	15	2,50	1,80	0,70
	30	6,70	3,30	2,10
	60	12,00	4,10	3,00
	120	26,30	6,00	3,70
	180	28,40	8,20	4,30

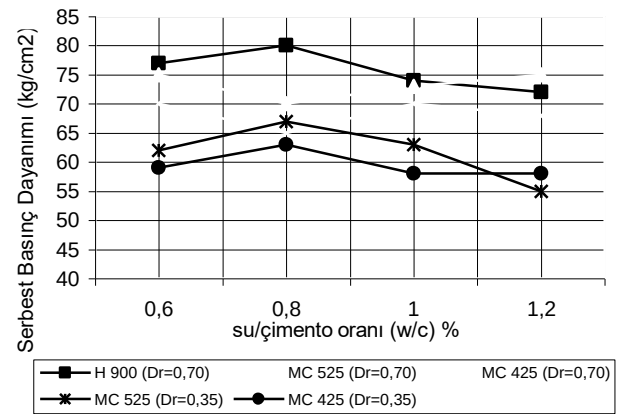
Karışımın viskozitesini azaltmak ve böylece daha düşük su/çimento oranlarında enjeksiyonu mümkün kılmak amacıyla, deneylerde çimento ağırlığının % 3 ü oranında Rheobuild 1000 marka süper akışkanlaştırıcı kullanılmıştır.

DENEY SONUÇLARI VE TARTIŞMA

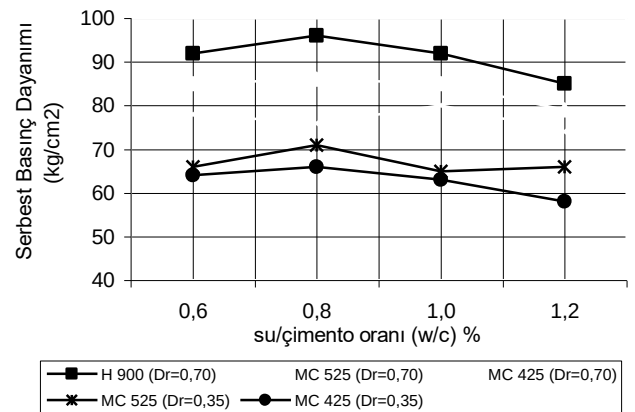
Çimento enjeksiyonu uygulanmış silindir örnekler, 28 gün kürde bekletildikten sonra, beton test cihazında (Tek eksenli basınç) kırılmış ve elde edilen sonuçlar, Şekil 3 ile Şekil 8 arasında verilmiştir.



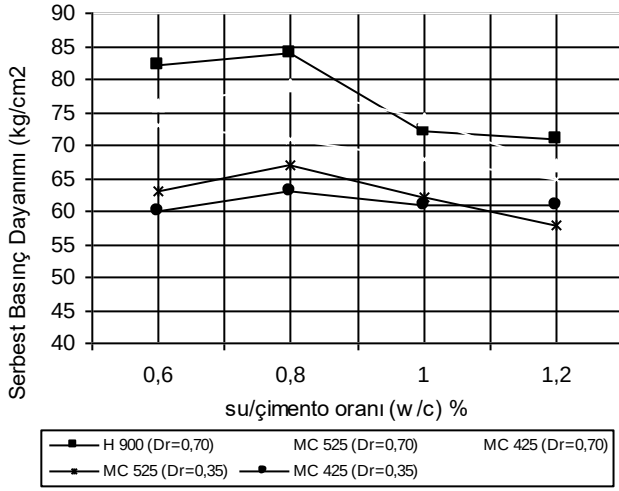
Şekil 3. % 20 kum ve % 80 çakıl karışımı, Dr = 0.35 ve Dr = 0.70 rölatif sıkılıkta, 2 Atm. enjeksiyon basıncı ile elde edilen çimento enjeksiyonlu örneklerin dayanım değerleri.



Şekil 4. % 20 kum ve % 80 çakıl karışımı, Dr = 0.35 ve Dr = 0.70 rölatif sıkılıkta, 6 Atm. enjeksiyon basıncı ile elde edilen çimento enjeksiyonlu örneklerin dayanım değerleri.

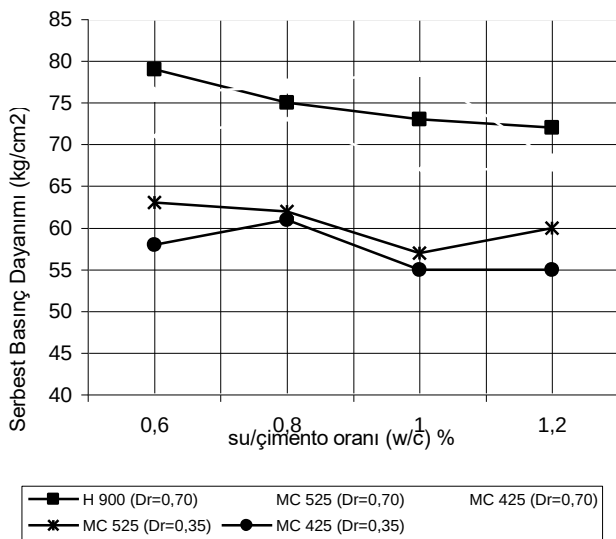


Şekil 5. % 30 kum ve % 70 çakıl karışımı, Dr = 0.35 ve Dr = 0.70 rölatif sıkılıkta, 2 Atm. enjeksiyon basıncı ile elde edilen çimento enjeksiyonlu örneklerin dayanım değerleri

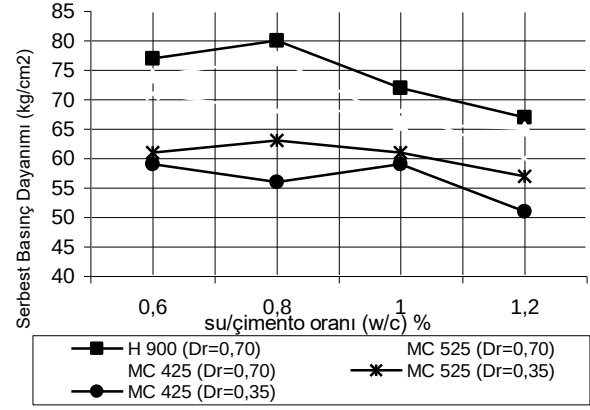


Şekil 6. % 30 kum ve % 70 çakıl karışımı, Dr = 0.35 ve Dr= 0.70 rölatif sıkılıkta, 6 Atm. enjeksiyon basıncı ile elde edilen çimento enjeksiyonlu örneklerin dayanım değerleri.

Su/çimento oranındaki artışlar genelde örneklerin basınç dayanım değerlerinin düşürmekte olduğu gözlenmiştir. Enjeksiyon sırasında en uygun su/çimento oranı değerlerinin 0,8 civarında olduğu dikkat çekmektedir. H 900 tipi mikro daneli çimento ile elde edilen dayanım değerlerinin diğerlerine göre daha yüksek olduğu görülmektedir. Özgül yüzeyi , diğer çimento tiplerine göre hayli yüksek değerlerde oluşu, H 900 tipi mikro daneli çimento kullanılan enjeksiyonlarda, çok daha yüksek dayanım değerleri elde edilmesini sağlamıştır..



Şekil 7. % 40 kum ve % 60 çakıl karışımı , Dr = 0.35 ve Dr= 0.70 rölatif sıkılıkta, 2 Atm. enjeksiyon basıncı ile elde edilen çimento enjeksiyonlu örneklerin dayanım değerleri



Şekil 8. % 40 kum ve % 60 çakıl karışımı, Dr = 0.35 ve Dr= 0.70 rölatif sıkılıkta, 6 Atm. enjeksiyon basıncı ile elde edilen çimento enjeksiyonlu örneklerin dayanım değerleri.

SONUÇLAR

Laboratuvar koşullarında yapılan çimento enjeksiyonu deney sonuçlarına göre enjeksiyona tabi tutulan örneklerde, maksimum basınç dayanım değerleri, %30 kum ve %70 çakıl karışımı örneklerde, Dr=0,70 rölatif sıkılıkta ve 6 Atm. basınç uygulanan örneklerde elde edilmiştir. Deney sonuçlarından elde edilen verilere göre, rölatif sıkılık artışının , dayanım değerlerinde önemli artışlara neden olduğu gözlenmiştir. Enjeksiyon basınç değerlerindeki artışlar da dayanım değerlerinde önemli artışlar ortaya koymuştur. Elde edilen bulgulara göre, enjeksiyon şerbetinin su/çimento oranı, dayanım için önemli bir kriter oluşturmaktadır. Su çimento oranının yüksek oluşu , örneğin, 1,0 ve 1,2 değerleri , akışkanlığı ve işlenebilirliği arttırmakla birlikte, dayanım değerlerinin azalmasına neden olmaktadır. Su çimento oranlarının (s/ç) artışı , dayanım değerlerini düşürdüğünden, istenmeyen bir durum olarak değerlendirilir ve bu koşullarda, beton enjeksiyon karışımına , akışkanlaştırıcı konması gereklidir. Çimento şerbeti içine katılan bentonit ve sodyum silikat enjeksiyon sırasında çökmeye engel olması nedeni ile dayanıma olumlu katkılar sağlamıştır. Kum çakıl oranının azalması yani çakıl yüzdesinin artması enjeksiyonun etkinliğini arttırmakla birlikte dayanım değerlerinde belirgin düşüşlere neden olduğu gözlenmiştir. Bu durum, enjeksiyona tabi tutulan kum ve çakıl daneleri-nin , çimento enjeksiyon şerbeti ile kurulan bağlantı özellikleri ile açıklanabilir. Daha büyük bir özgül yüzeye sahip kum fraksiyonunun, bağlantı yüzeylerinin daha büyük oluşu nedeni ile , daha yüksek dayanım değerleri ortaya koyacağı beklenmelidir. Genel

olarak, sodyum silikat katkısı, enjeksiyona tabi tutulan örneklerde, serbest basınç dayanımını azaltmakla birlikte, enjeksiyon şerbetine düşük oranlarda katılması halinde, karışımın çökmesini azaltıcı etkisi nedeniyle, enjeksiyonun etkinliğini artırmakta ve daha yüksek dayanım değerlerinin elde edilmesi sağlanmış olmaktadır. Önümüzdeki yıllarda , sodyum silikat katkılı enjeksiyonlarla ilgili başarılı uygulamalarının , ülke genelinde daha sık gerçekleştirileceği görülmektedir.

KAYNAKLAR

- ASTM D 4252 – 83 ; 1983 . *Standart Test Methods For Minimum Index Density of Soils and Calculation of Relative Density*.
- Baker W.H., 1982. “ Planning and performing Structural Chemical Grouting “ . Proc. of the Conf. Grouting in Geotechnical Engineering. pp . 515-539. New Orleans, Louisiana
- Baykal H. ve K. Erguvanlı; 1988 . “Alüvyon Enjeksiyonlarının Yapılabilirliğinin Laboratuvar Modellemesi ile Saptanması, Beydağı Barajı Örneği “ *Erguvanlı Mühendislik Jeolojisi Sempozyumu* 29-30 Eylül, s 91-95. İstanbul .

- Greenwood D.A. and G.H. Thomson; 1984 . “ *Ground Stabilisation ICE Works Cons. Guides* ” pp 19-43. London.
- İncecik, M.;1993“ Çimento Enjeksiyonu Teknolojisinde Gelişmeler”. *Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekaniği Sempozyumu*” DSI 20-25 Eylül, Gümlüdere. İzmir.
- Kennedy T. ; 1958. “ Pressure Grouting Fine Fissures.” *Proc. ASCE, Journal of SMFE*. pp. 84-92 . (SM-3) .
- Klein, A. And M. Polivka, 1958. ” The Use of Admixtures in Cement.” *Proc. ASCE Jour. of SMFE (SM-1)*, pp. 1547-1564.
- Littlejohn G.S . 1982 . “ Design of Cement Based Grouts “ *Grouting in Geotechnical Engineering “* . pp.35-48 , New Orleans. USA .
- Özbayoğlu F.U., 1990. “ Dolgu Enjeksiyon Şerbeti Karışımlarında Sodyum Silikat Uygulamaları” *II. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu* “ 5-7 Kasım Ankara p.159-174 .
- Özbayoğlu F.U., 1998. “ İnce Daneli Çimento Enjeksiyonu Üzerine Bir Laboratuvar Çalışması “ *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 7.Ulusal Kongresi* . 22-23 Ekim Yıldız Teknik Üniversitesi Cilt II pp. 490-499 . İstanbul .
- Zebrovitz, S. Krizek, R., and Atmatzidis, D. K., 1989. ” Injection of Fine Sands With Very Fine Cement Grout,” *J. Soil Mech. And Found. Eng. Div. ASCE* “ 115 (1), pp.1717-1732.

Murgul (Borçka–Artvin) Tüneli'ndeki jeomekanik uygulamalar

Geomechanics applications in Murgul (Borçka-Artvin) Tunnel

E. Yaşar & Y. Erdoğan

Çukurova Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 01330 Adana

S. Yılmaz

D.S.İ. XXVI. Bölge Müdürlüğü, Artvin

ÖZET: Türkiye'nin Kuzeydoğu Anadolu Bölgesinde Çoruh nehri üzerinde yapımı devam etmekte olan Borçka Barajı ve Hidro Elektrik Santral Projesi, Aşağı Çoruh Havzasında yer almaktadır. Baraj Çoruh nehri ile büyük yan kollarından biri olan Murgul çayının birleşim yerinin takriben 300 m mansabında, Borçka ilçesinin yaklaşık 1,5 km güneydoğusunda ve Artvin ilinin 25 km kuzeybatısında inşaa edilmektedir. Borçka barajının yapımından dolayı, Borçka ilçesini Murgul'a bağlamakta olan karayolu, baraj rezervuar alanı içinde kalacağından yol güzergahının büyük bir bölümü değiştirilmiştir. Değiştirilen yol güzergahının Km 1+000 kısmı topoğrafik şartlardan dolayı tünelle geçilmesi planlanmıştır.

Uzunluğu 955 m, net çapı 8 m olan Murgul Tüneli betonarme kaplı olup sol sahil litik ve aglomeratik tüfler içinde açılmıştır. Kazı esnasında geçilen birimler duraylılık açısından tünel açılmasına oldukça uygun özellikler sunmuştur. Ayrıca tünel açımı esnasında kaya sınıflaması yapılmış ve bu sınıflamaya göre, kazı ve destekleme çalışmaları püskürtme beton, çelik hasır ve kaya saplamaları kaya mühendisliği tasarım ilkelerine uygun olarak uygulanmıştır.

ABSTRACT: Borçka Dam and Hydroelectric Power Plant project which has been constructed on Çoruh river in North-East Anatolian region of Turkey is located at down stream of Çoruh basin. The dam has been built in 300 m downstream of the intersection of Murgul brook with Çoruh river and approximately 1,5 km South-East of Borçka and 25 km North-West of Artvin. The roadway between Borçka and Murgul will remain under the reservoir of the dam. So, the roadway route changed in km 1+000 was planned to pass by tunnel due to topographic conditions.

Murgul Tunnel having a diameter of 8 m and a length of 955 m has been excavated in litic and aglomeratic tuff formation on the left side of the river. The formation excavated was quite stable for tunnelling. During tunnelling, rock masses were classified based on RMR system. Accordingly, excavation type was determined and preliminary support system consisting of shotcrete and rock bolts was applied in accordance with the principles rock engineering as a final support, concrete lining was used.

1 GİRİŞ

Doğu Karadeniz Bölgesinde Çoruh nehri üzerinde yapımı devam etmekte olan Borçka Barajı ve Hidro Elektrik Santral Projesi, Aşağı Çoruh Havzasında yer almaktadır. Baraj, Çoruh nehri ile büyük yan kollarından biri olan Murgul çayının birleşim yerinin takriben 300 m mansabında, Borçka ilçesinin yaklaşık 1,5 km güneydoğusunda ve Artvin ili'nin 25 km kuzeybatısında yer almaktadır (Şekil 1).

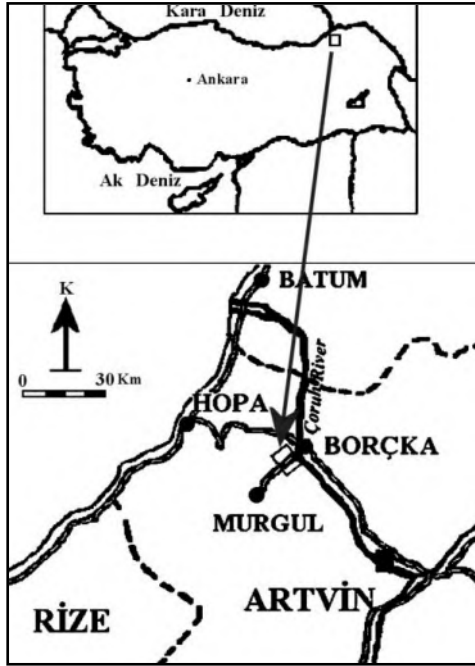
Murgul yolu, baraj inşaatından sonra rezervuar alanı içinde kalacağından yol güzergahı değiştirilmiştir. Yol güzergahının Km 1+000'de topoğrafyanın uygun olmaması nedeni ile tünelle geçilmesi gerekmiştir.

Çoruh nehri üzerinde inşa edilmekte olan Borçka Barajı ve Hidro Elektrik Santrali (BBHES) bünyesinde planlanan Murgul Tüneli sol sahilden açılmıştır. Net çapı 8 m, uzunluğu 955 m olan Murgul yolu tüneli tamamen betonarme kaplıdır (Şekil 2 ve 3).

2 ÇALIŞMA SAHASININ JEOLJİSİ

Murgul tüneli boyunca litik tüf, aglomera ve aglomeratik tüflerin bulunduğu volkanik kayalar kesilmiştir. Bu kayalar Eosen yaşlı Borçka formasyonuna benzer mineralojik bileşim göstermektedirler. Mineralojik olarak camsı kayaların ayrışma ürünü şeklinde fillosilikatlar hakimdir. Ayrıca iri feldispat kristalleri, amfibol, piroksen ve oksitleri

görülür. Aglomeraları oluşturan yuvarlak taneli kayaç parçaları 1-25 cm çapında olup tüflü malzemelerden oluşmuştur. Borçka volkanitlerinin önemli bir özelliği, iyi gelişmiş mikro gözenekli bir yapıya sahip olmasından dolayı ayrışmaya meyilli olmasıdır (Yılmaz, 2001).



Şekil 1. Çalışma alanı yer bulduru haritası

(Bieniawski, 1989) sisteminden faydalanılmıştır.

“Jeomekanik Kaya Kütle Sınıflama Sistemi” veya “Kaya Kütle Değerlendirme (RMR) Sistemi” Bieniawski (1974 ve 1976) tarafından ortaya konmuş, daha sonra üzerinde bazı değişiklikler yapılarak geliştirilmiştir.

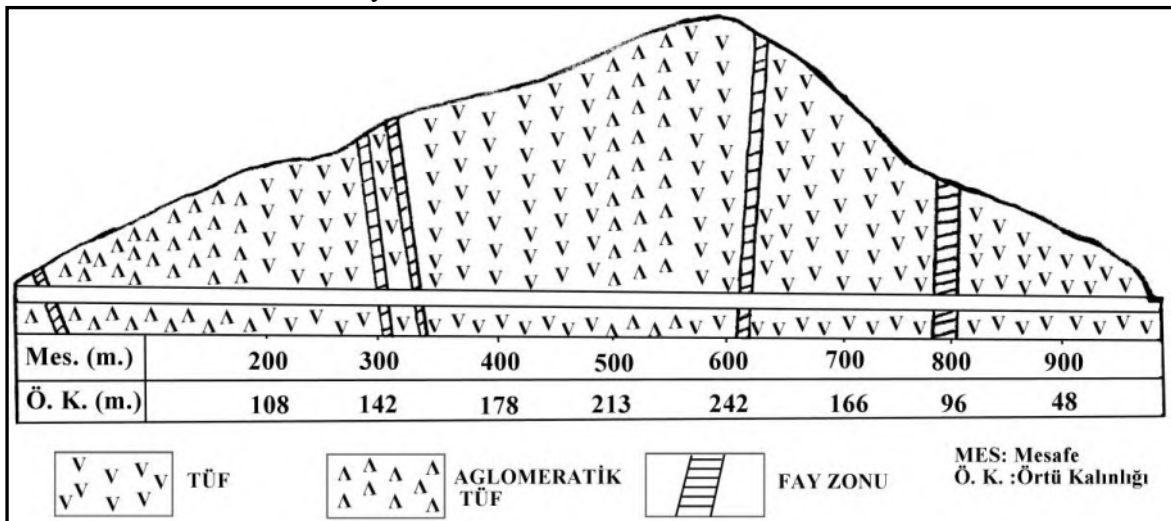
Bu sistem temelde kaya kütle kalitesini belirleyen altı girdi parametresinin etki derecelerinin oranlama mantığına dayanmakta ve elde edilen toplam puanın rakamsal değerine göre kayacın çok iyi, iyi, orta, zayıf ve çok zayıf diye sınıflandırılmasından ibarettir. Diğer taraftan, bu sistemden elde edilen kayaca ait toplam RMR değeri, kayaca ait bir çok jeomekanik parametrenin elde edilmesinde de doğrudan kullanılabilir. Bu sınıflama sisteminde, sahada ölçülebilen veya sondaj verilerinden elde edilebilecek, 6 farklı değişken kullanılır (Yaşar, 2000).



Şekil 2. Murgul Tüneli ön portalının genel görünüşü

3 KAYA SINIFLAMASI

Murgul Tünelinde ihtiyaç duyulan tahkimat tipinin belirlenmesinde Jeomekanik Kaya Sınıflama



Şekil 3. Murgul Tüneli kesit görünüşü Sınıflama değişkenleri;

Kaya numunesinin tek eksenli basma dayanımı (σ_b),
Kaya niteliği belirteci (RQD),

Eklem aralığı,
Eklem durumu,
Yeraltı suyu durumu,
Süreksizliklerin konumu.

Jeomekanik kaya sınıflama sisteminin belirlenmesi için, Murgul Tüneli boyunca kaya kütlesi yeterli sayıda yapısal bölgelere ayrılmıştır. Bu bölgeler, içlerinde kaya yapısının (kaya maddesi ve süreksizliklerin) aşağı yukarı aynı olduğu zonlardır. Tünel kazısı boyunca yer alan kayaçların sınıflandırılmasında jeolojik değişkenlerden olan; fay, eklem, yeraltı suyu ve tabakalanma durumları ile kazılardaki gözlemlerden de yararlanılmıştır. Jeomekanik kaya sınıflaması *orta-iyi* (II+III) olarak belirlenmiştir. Tünelde kazı şekli ve kullanılacak tahkimat sistemi bu sınıflara göre önerilmiştir. Murgul tüneline elde edilen değişkenlerin değerleri detaylı olarak tespit edilmiş ve sınıflama ile beraber Çizelge 1’de verilmiştir.

3.1 Kaya kütlesinin dayanımı

Karot örnekleri üzerinde çekiç darbesine gösterdiği tepkiye göre yapılan değerlendirmeler sonucu ayrılmış kesimler dışında litik tuf çoğunlukla dayanımlı olarak bulunmuştur. Bu özellik laboratuvar şartlarında tek eksenli basma dayanım karşılığı 50-100 MPa şeklinde tespit edilmiştir. Sözü edilen değere göre kaya sınıflaması yapılmış ve kaya kütleleri orta nitelikli kaya olarak tanımlanmıştır.

3.2 Kaya kalite belirteci, (RQD)

Kaya kalite belirteci (RQD) 10 cm’den büyük olan sağlam karot toplamının sondaj boyuna göre % si olarak tanımlanmaktadır. Murgul Tünelinde gözlenen kayanın özelliği gerek kazıdaki izlenimlerden gerekse Borçka Barajı sondaj loglarından elde edilen veriler doğrultusunda yapılan deneylerle RQD ortalamasının % 75 olduğu belirlenmiştir (Çizelge 1).

Ayrıca ana kayayı oluşturan litik tuf içinde yaklaşık 5-10 m aralıklarla parçalanma zonlarına rastlanmıştır. Bu zonlarda RQD değerinin düştüğü tespit edilmiştir.

3.3 Eklem aralığı

Kazı boyunca yapılan gözlemlere dayanarak eklem aralığının çoğunlukla geniş (20-60 cm) ve çok geniş (60–200 cm) olduğu tespit edilmiştir. Eklem aralığının bu niceliği RQD değerlerinin yüksekliğinde de kendini göstermektedir.

Kazı gözlemlerinde eklem açıklıkları aşırı dar (2 mm den küçük) olmakla birlikte 2–3 cm olanları da mevcuttur. Açık eklem yüzeylerinde oksitlenme görülmekte ve yer yer kalsit veya kil dolguludur. Eklem yüzeyleri pürüzlü ve çoğunlukla süreksiz bir

yapı arz etmektedir.

3.4 Eklemlerin durumu

Litik tuf genel olarak taze, yaş olarak da genç bir kayadır. Bununla birlikte ayrışmanın az, orta ve yüksek olduğu kesimlere de rastlanılmaktadır. Ayrışmanın temel nedeni parçalanma zonları, faylanma, dolaşımdaki kimyasal sıvılar veya yüzeye yakınlıktır. Litik tuf bu zayıflık zonları ile birlikte değerlendirildiğinde *az ayrışmalı* olarak nitelendirilmiştir.

3.5 Yeraltı suyu durumu

Murgul tünel kazısı esnasında yer altı suyuna rastlanmamıştır. Örtü kalınlığının fazlalığı, eklemlerin süreksizliği ve ayrışmanın eklem duvarlarında çok az olması nedeniyle çatlaklardan sızan su yok denecek kadar azdır. Yalnızca tüneline 292-298 metrelerinde karşılaşılan 8-10 cm kalınlığında ince malzeme ve kil dolgulu fayın varlığı nedeniyle su geliri yaklaşık 1 lt/dk olmuştur.

3.6 Süreksizliklerin konumu

Eklem takımları tünel eksenini büyük açılarla (80-90°) kesmektedir. Tabakalanma düzlemleri ise yataya yakındır (10-15°). Süreksizlik düzlemlerinin kapalı ve pürüzlü olması, eklem takımlarının düşey eğimli olması yamaç duraylılığı açısından olumlu imkanlar sunmaktadır.

Yapılan jeomekanik sınıflamalar sonucunda Murgul Tüneli çevresindeki kayaçların genellikle *orta-iyi* bir sınıflamaya sahip oldukları belirlenmiştir (Çizelge 1). Bu sınıflamaya uygun olarak tünel kazısı destek tipleri belirlenmiştir.

4 KAZI VE DESTEKLEME

4.1 Kazı

Tünel içerisinde yapılan kazı kaya kütlesinin sahip olduğu ilk duraylılığı tamamen değiştirmektedir. Bundan dolayı her kaya kütlesi için uygun bir kazı yöntemi belirlemek önemli bir husustur. Projelendirme ve inşaat alanındaki bu yeni anlayış, tünel aynasında karşılaşılan çeşitli kaya kütlelerine göre uygun ve yeterli bir inşaat yönteminin uygulamasını zorunlu kılmaktadır.

Çizelge 1. Murgul Tüneli kaya kütleinin jeomekanik sınıflamasında kullanılan değişkenler

Değişken \ Sınıf	1	2	3	4	5
	Çok İyi	İyi	Orta	Kötü	Çok Kötü
Tek Eksenli Basma Dayanımı (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	<25
Kaya Niteliği (RQD) (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	0-25
Ayrışma	Ayrışmasız	Az ayrışmalı	Orta ayrışmalı	Çok ayrışmalı	Tam ayrışmalı
Eklem Aralığı	> 3m.	1-3 m.	0,3-1 m.	5-30 cm.	<5cm
Eklem Açıklığı	Çok pürüzlü yüzeyler	Az pürüzlü yüzeyler(<0,1mm)	Az pürüzlü yüzeyler(0,1-1 mm)	Parlak yüzeyler (1-5 mm.)	Yumuşak dolgu(<5mm.)
Eklem Sürekliliği	Süreksiz	Süreksiz	Sürekli, Kilsiz	Sürekli Killi	Sürekli, Killi
Yer altı Su Akımı (10m. için)	Yok	Yok	Az (<25 lt/dak.)	Orta (25-125 lt/dak.)	Çok (>125 lt/dak.)
Süreksizliğin Konumu	Çok Uygun	Uygun	Orta	Uygun Değil	Hiç uygun değil

Murgul Tünelinin giriş kazısı tamamlanıp yeterli önlemler alındıktan sonra, kazıya 14.04.2000 tarihi itibarı ile başlanmıştır. Düzgün bir profil, minimum aşırı kazı ve belirlenen kazı sınırı dışındaki kayayı en az tahrip edecek şekilde sonuç veren delme ve patlatma düzeni oluşturmak için bir pilot galeri açılmıştır. Bunun neticesinde kazılan formasyona uygun delme ve patlatma düzeni belirlenmiştir. Kazı önce üst yarı, daha sonra alt yarı olmak üzere iki kesitte yapılmıştır. Tünelin ilk metrelerinde, gerek giriş portalının sağlam oluşturulması ve gerekse portalın yerleşim yerine çok yakın olması nedeniyle kazı hızı oldukça düşük tutulmuştur. Gece ve gündüz olmak üzere iki vardiya çalışılan tünelde günde ortalama üç patlatma yapılmıştır.

Her bir patlatmada ortalama 1 m'lik ilerlemelerle günde 3 m ilerleme sağlanmıştır. Tünel portalı 1,5 m aralıklarla 3 adet HBE 120 tipi çelik iksa ile de desteklenmiştir. Tünelin iç kesimlerinde kayanın çok iyi olması nedeni ile kazı hızı arttırılmış, her bir patlatmada 3-3,5 m'lik ilerlemelerle günlük kazı hızı 10 m'ye ulaşmıştır. Patlatma yöntemi olarak orta çekme yöntemi uygulanmıştır. Yöntemin esası, kazı arının tam göbeğinde delinen delgilerin içeriye doğru V şeklinde delinmesi ve öncelikle bu bölgenin patlatılarak diğer patlatılacak kısımlara serbest yüzey oluşturmasıdır.

Delik düzeni tamamen kaya yapısı ile ilgilidir. Murgul tüneline kazı çok iyi ve iyi olarak adlandırılan kayada yapıldığı için delik boyları 4 m olarak belirlenmiştir. 48,7 m² alana sahip üst yarı kesiti 4 m ilerlemelerle yapıldığında olağan kazı hacmi 195 m³ tür (Şekil 5). Bu kazıyı gerçekleştirebilmek için 490 kg emulite (φ38x400) kullanılmıştır. Ortalama özgül şarj

2,61 kg/m³ tür.

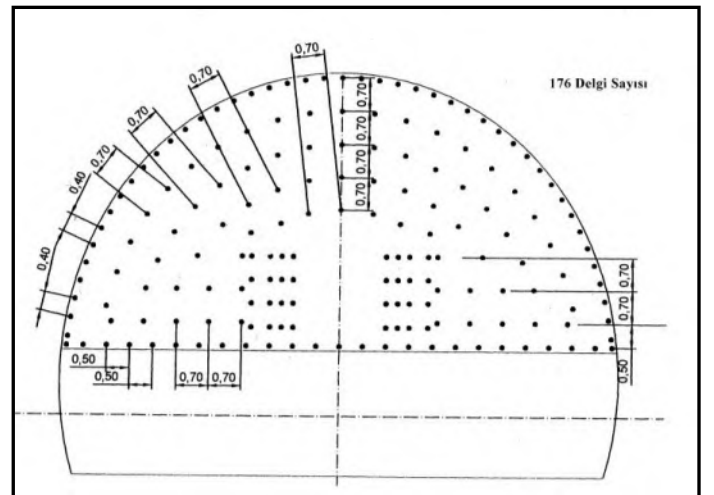
Orta çekme delikleri 32 tanedir ve her bir deliğe ortalama 3,59 kg patlayıcı yerleştirilmiştir.

Taban delikleri 25 tanedir ve her birine 3,47 kg patlayıcı konmuştur.

Kesme delikleri 45 tanedir ve 0,86 kg patlayıcı, 80 gr/m olan fitil (cord) 4 m kullanılmıştır.

Tarama delikleri 74 tanedir ve her birine 3,47 kg patlayıcı yerleştirilmiştir.

Toplam 176 deliğe karşılık 16 adet gecikmeli kapsül konmuştur. 24,45 m² alana sahip alt yarı kazısında 4 m'lik ilerlemede 100 m³ kazı için 122 kg emulite (φ38x400) kullanılmıştır. Ortalama spesifik şarj 1,25 kg/m³ tür. 38 deliğe karşılık 16 tane gecikmeli kapsül yerleştirilmiştir (Şekil 4).





Şekil 5. Murgul tüneli aynasında delik açımı

Murgul tüneli masif tüf ve aglomeratik tüfler içinde açılmıştır. Bu formasyon tünel açımı için oldukça iyi jeolojik imkanlar sunmuştur. Tünel açımı esnasında üst yarı 46.265 m³, alt yarı da ise 12.740 m³ olmak üzere toplam 59.005 m³ lük bir kazı gerçekleştirilmiştir (Çizelge 2).

Kazı arını kaya sınıfına uygun uzunlukta delinmektedir. Murgul tüneline kazı arını giriş ve çıkış portalları hariç 1. sınıf kayada 4 m, 2. sınıf kayada 2,5 m delinmiştir. Bu delgi işlemleri üç kollu Atlas Copco Drilling Jumbo RB 352S ile yapılmıştır.

Çizelge 2. Murgul tüneline gerçekleştirilen kazı miktarları

Kazı sınıfı	Çok İyi	İyi
Üst yarı alanı (m ²)	48,7	49,6
Alt yarı alanı (m ²)	24,16	24,45
Üst yarı kazı hacmi (m ³)	46.265	
Alt yarı kazı hacmi (m ³)	12.740	

Kazılan malzeme CAT Wheel Loader 966 FLL ile yüklenmiş, CAT Dumper D250 kamyonlarla taşınmıştır. Alt yarı kazısında LIEBHERR Excavator LH932 tipi yükleyici kullanılmıştır. Kazıdan hemen sonra tünel havalandırması Korfmann Ventilator AL 14-90 tipi havalandırıcılarla sağlanmıştır.

Alt yarı kazısı da üst yarı kazısında olduğu gibi aynı şekilde yapılmıştır. Fakat kazı esnasında patlatma için serbest yüzeyin artması (ön ve üst yüzey) kazı hızını arttırmıştır. Günlük ortalama 6 patlatma gerçekleştirilmiş, her bir patlatmada dört metrelik ilerlemelerle toplam 24 m/gün lük bir ilerleme kaydedilmiştir. Murgul yolu tüneline üst yarı (Crown) 14.04.2000 tarihinde başlamış ve 26 hafta sonunda 12.10.2000 tarihinde tamamlanmıştır. Alt yarı (Bench) kazısı ise üst yarı bitiminden hemen sonra 12.10.2000 tarihinde başlamış ve 6 haftalık bir süre sonunda

23.11.2000 tarihinde bitmiştir.

4.2 Destekleme

Bir yeraltı kazısında başlıca amaç, kayanın açıklık civarında kendi kendini tutabilmesidir. Ancak, bu gaye çeşitli faktörlere bağlı olarak çoğu zaman sağlanamamakta veya kısmen elde edilmektedir. Yer altında oluşan açıklık civarında bu boşluktan önce başlıca doğal gerilmeler için var olan denge, üstteki kaya yükü, tektonik kuvvetler, süreksizlik düzlemleri ile kayanın diğer jeoteknik özellikleri ve yeraltı suyunun miktar ve basıncına bağlı olarak bozulur veya değişir. Böylece tünel civarında kayaya etkiyen ve duraylılıkta etkili olan ikincil gerilme durumları söz konusudur. Tünel çevre kayası ikincil gerilmelerle oluşan deformasyona karşı doğal kemerlenme ile kendini belli bir süre tutabilirse, bu süre için duraylılıktan bahsedilebilir.

Murgul tüneline kazı ve destekleme yöntemi olarak *Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi* (YATAY) seçilerek tünel yapımına başlanılmıştır. Bu yöntem, duraylılığı zayıf zeminlerde kayanın kendini taşıyabilmesi ilkesine dayalı olarak püskürtme beton, çelik hasır, kaya saplaması ve öngerilmeli ankraj destekleme unsurlarını içermektedir. Tünel kazısı sırasında kazı kesitinin etrafında oluşan teğetsel ve ışınsal gerilmelerin analizi ve zamanla oluşan ışınsal deformasyonla birlikte bu gerilmelerin azalma ve çoğalma şeklindeki değişmesi bu yöntemin prensibini oluşturur. Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi ile kazı ve desteklemesi yapılan tünellerde radyal bir deformasyon oluşması gereklidir. Kazı sırasında oluşan plastik kaya zonunun bu gerilmeleri taşıması söz konusudur. Bu plastik zon zamanında desteklenmezse kayada gevşemelere yol açabilir (Lombardi, 1987).

Murgul yolu tüneline Yeni Avusturya Tünel Açma

Yöntemine göre yapılan kazı ve destekleme sisteminde zemin sınıfları da dikkate alınarak dört adet destekleme

tipi uygulanmıştır (Çizelge 3).

Çizelge 3. Murgul yolu tüneline uygulanan destekleme sistemleri

Destek Sınıfı	Püskürtme Beton	Kaya Saplaması	Çelik Hasır	Çelik İksa
1	Yalnız tavanda, 50 mm	$\phi=26$ mm, L=3 m, 4,5 pc/lm	-	-
2	100 mm	$\phi=26$ mm, L=4 m, 4,5 pc/lm	Q188, 1 kat	-
3	150 mm	$\phi=26$ mm, L=4 m, 6,5 pc/lm	Q188, 1 kat	-
4	200 mm	$\phi=26$ mm, L=4 m, 15 pc/lm	Q188, 2 kat	HE-B120, 1-1,5 m aralıklarla

4.2.1 Püskürtme beton

Kaya yüzeyine püskürtmek suretiyle uygulanan ve yüzeyde bir tabaka oluşturan betona püskürtme beton denilmektedir (Arioğlu ve Yüksel, 1999, Kutzner, 1996). Püskürtme beton tünel duvar ve tavanında oransal olarak ince bir tabaka oluşturmak suretiyle bir destek elemanı olarak kullanılır. Kullanımı, duraylılık süresiyle kısıtlıdır. Püskürtme betonun donma zamanı, açıklığın duraylılık süresinden uzun ise, destek özelliği sağlayamamaktadır. Murgul yolu tüneline kullanılan püskürtme betonun destekleme özellikleri aşağıdaki şekilde özetlenmiştir.

Açık eklem ve benzeri süreksizliklerin aralarına enjeksiyonla sokulmak suretiyle, aynen taş duvarlarda olduğu gibi harcın bağlama özelliği göstermesi,

Eklemlerden gelen su sızıntılarını önlediği gibi, eklemlerin dolgu malzemesinin yıkanıp borulanma yapmasının engellenmesi,

Kaya yüzeyinde su ve hava temasıyla oluşabilecek dağılma ve dökülmenin önlenmesi,

Kaya yüzeyinde oluşan beton tabakasının makaslama direnci ile birlikte yüzeye yapışması sonucu oluşacak dirençle, gevşek kaya bloklarının tavadan ve duvarlardan düşmesinin engellenmesi,

10-20 cm kalınlıkta püskürtüldüğünde kayanın desteklenmesine yeterli yapısal bir direnç sağlaması.

Uygulanan püskürtme betonun kalitesi önemli mertebede çalışan operatörün tecrübesine ve yeteneğine, enjektörün mesafesine ve püskürtme açısına bağlıdır. Bütün karışımın enjektöre alınması ve operatöre daha çabuk ve iyi bir kontrol verilmesi bakımından su basıncı hava basıncından daha yüksek olmalıdır. Çelik hasır üzerine atılan püskürtme betonun, çelik hasır üzerinde minimum pas payı 2 cm olmalıdır. Püskürtme betonun atıldığı yerde kalınlığın fazla olması halinde püskürtme beton iki veya daha fazla tabaka halinde uygulanmalıdır. Bir tabakadan daha fazla uygulama yapıldığında malzemenin sarkmasına mani olmak için tabakalar arasında en az 30 dakikalık bir gecikme olmalıdır. Murgul yolu tüneline uygulanan püskürtme betonun karışımı Çizelge 4’de verilmiştir.

Püskürtme beton karışımının 7 günlük basma dayanım değeri ortalama 180 kg/cm², 28 günlük basma dayanım değeri ise 250 kg/cm² olarak tespit edilmiştir.

Çizelge 4. Murgul yolu tüneline uygulanan püskürtme betonun karışım oran ve miktarları

Kullanılan Malzeme	Miktar (kg)	Miktar (%)
Kum	1183	48,18
Çakıl	647	26,35
Çimento	400	16,28
Su	200	8,14
Priz Hızlandırıcı	26	1,05
Toplam	2456	100

4.2.2 Çelik hasır

Açık ve yer altı kazısında püskürtme beton için takviye olarak kullanılan destek elemanlarına çelik hasır denilmektedir. Püskürtme betonun kalınlığına bağlı olarak daha iyi bir kaynaşma ve mukavemet için çelik hasır kullanılır.

Murgul yolu tüneline 2,15 x 5 m, 15 x 15 cm karelaş şeklinde 6 mm çaplı çelik hasır kullanılmıştır. Bir tabaka hasır tel 10,75 m² olup ağırlık olarak 31,700 kg’dır. Tünelin duvarlarına ve tavanına tutturularla sabitlenmiştir. Çelik hasır, kaya saplamalarının arasına ve kaya yüzeyine iyice gerdirilmektedir. Yan yana iki çelik hasırın bindirme payı en az göz açıklığının üç katı kadardır.

4.2.3 Kaya saplaması

Kaya saplamaları, açıklığın civarında kaya kütesindeki duraysızlığı kısmen tamamlayarak, desteklenmeyi sağlamaktadır. Tünelin tavan ve duvarlarının desteklenmesi halinde düşecek kaya bloklarının duraylılığını sağlamada kullanılmaktadır (Hoek ve Bray, 1981; Hoek ve diğ., 1995).

Kayanın sağlamlaştırılarak kemerlenmenin gelişmesine yardımcı olma açısından sık sık küçük ve orta çaplı tünellerde de uygulanmaktadır (Kılıç, 2000). Kaya saplaması uygulamalarında öncelikle uzunluğun

biraz fazla (yukarı deliklerde 20-30 cm, aşağı deliklerde 10-15 cm) ve delik çapı kaya saplaması çapının en az 1,5 katı olacak şekilde delik delinmektedir (Şekil 6).

Delikler temiz su ile yıkanır, basınçlı hava ile delik içindeki parçalar ve çamurlar temizlenip dışarı atılır. Daha sonra uygun enjeksiyon karışımı deliğe doldurulur. Enjeksiyon malzemesi prizine başlamadan önce, içi enjeksiyon malzemesi ile doldurulmuş olan deliğe kaya saplaması kuvvetle sokulur. Çelik yüzeyi

ile enjeksiyon arasında iyi bir temas sağlamak için kaya saplaması sarsılmalı veya hafifçe vurulup oynatılmalıdır. Kaya saplamaları yerine oturduktan sonra enjeksiyon malzemesi sertleşene kadar herhangi bir oynamaya karşı iyice korunmalıdır. Daha sonra plakası takılarak cıvatası sıkıca sıkılmaktadır. Murgul yolu tüneline uygulanan her 100 kaya saplamasından 1 tanesi 20 tonluk kuvvetle çekme deneylerine tabi tutulmuş ve deney sonrası kaya saplamalarının başarılı bir şekilde uygulandığı tespit edilmiştir.



Şekil 6. Murgul Yolu tüneline kaya saplamalarının yerleştirilmesi

4.2.4 Çelik iksa

Tünellerde kazılan kayanın olumsuz nitelikler sunması, kazı aynasında düzgün bir profil elde edilemediğinden, kemerlenme oluşması için diğer destek elemanlarının yetersiz kalmaları halinde çelik iksalar kullanılmaktadır.

Murgul yolu tüneline geçilen formasyonun uygunluğu nedeniyle çelik iksaya fazla miktarda gerek duyulmamıştır. Ancak destek sınıfı olan giriş ve çıkış portallarının oluşturulmasında 1,5 m ara ile HE-B120 tipi çelik iksalar kullanılmıştır (Şekil 7).

Murgul yolu tüneli yapımı esnasında kullanılan tüm destekleme malzemeleri miktarlarıyla birlikte Çizelge 5’de verilmiştir.

Tünel destekleme sistemlerinden farklı olarak sağında ve solunda iki ayrı banket üzerine kemer betonu dökülmesi ile teşkil edilmiştir. Tünel açma tekniğinin özellikleri gereği betonlar donatısızdır. Betonlama işlemleri hidrolik aksamli çelik kalıp ile yapılmıştır. Betonlama esnasında kaya düzenleme betonları hariç yaklaşık olarak 18.000 m³ beton kullanılmıştır.

Çizelge 5. Murgul yolu tünel desteklemesinde kullanılan malzeme miktarı

	Püskürtme beton (m ³)	Çelik Hasır (kg)	Kaya saplaması (adet)		Çelik İksa (kg)
			3 m.	4m	
Üst yarı	1038,5	9058,1	2425	544	2442
Alt yarı	232	1751,8	9	18	
Toplam	1270,5	10809,9	2432	562	2442



Şekil 7. Tünelin betonlanma sonrası genel iç kesit görünümü.

5 DRENAJ

Tünelin giriş ve çıkış bölgelerinde ve bazı muhtelif yerlerde sürekli olmayan ancak mevsim şartlarına göre değişen kısmi su geliri mevcuttur. Bu suların, yerleri tespit edilerek tünel çevresi boyunca kaya içinde açılan 50 cm uzunluktaki deliklerde toplanmış ve deliklerin üzeri folye ile kaplanmıştır. Folye, kaya ile tavan arasında 2-3 cm açıklık bırakarak tünel çevresini saran plastikten ibarettir. Folye çelik hasırlar serilmiş ve üzerlerine püskürtme beton atılmıştır. Deliklerden gelen sular püskürtme betonu bozmadan folye yardımı ile tavan ve duvarlardan aşağı alınmıştır.

6 SONUÇLAR

Her inşaatla olduğu gibi tünel inşaatında da emniyetli bir çalışma ortamı, düşük maliyet, yüksek kalite istenen unsurlardır. Yapılacak olan tünelin maliyetini asgari düzeye çekebilmek için jeolojik ve topoğrafik yönden tünel güzergahı seçiminde dikkatli olunma zorunluluğu vardır. Tünel kazısı yapılacak kaya iyi tanınmalı ve buna uygun kazı metodu ve destekleme seçimi yapılmalıdır.

Murgul tüneli litik ve aglomeratik tüfler içinde açılmıştır. Kazı esnasında geçilen birimler stabilite açısından tünel açımına oldukça uygun özellikler sunmuştur.

Yapılan jeomekanik sınıflamaya göre Murgul tünelini oluşturan kaya kütleleri orta-iyi sınıf aralığında olduğu görülmüştür.

Tünelin yaklaşık 800 m'si 1. Sınıf kaya, geri kalan kısım da ikinci sınıf kayada açılmıştır.

Murgul tüneli alt yarı ve üst yarı olmak üzere iki kademe halinde kazılmıştır. Kazılar delme patlatma yöntemi ile yapılmıştır. Üst yarı kazısında gece gündüz vardiyasında olmak üzere günde ortalama 3 patlatma yapılmış ve günde 3m ilerleme sağlanılmıştır. Alt yarı kazısında günlük ortalama olarak 6 patlatma gerçekleştirilmiş ve her bir patlatmada 4 metrelik ilerlemelerle günlük toplam 24 metrelik bir ilerleme sağlanmıştır. Kazı sonrası üst yarıda 46265 m³, alt yarıda 12740 m³ malzeme kazılmıştır.

Tünelin 782-808. metrelerinde 296/62° eğim yönlü/

eğim açılı bir fay zonuyla karşılaşmıştır. Bu kısımda ilave tel kafes ve kaya saplaması ile (Destek Sınıfı 1) gerekli emniyeti sağlanmıştır.

Yapılan tüm mühendislik çalışmaları sonrası Murgul tünelinde destekleme amaçlı 1270,5 m³ püskürtme beton, 2442 kg çelik iksa, 10809,9 kg çelik hasır, 2432 adet 3 m. lik kaya saplaması 562 adet 4 m'lik kaya saplaması kullanılmıştır.

7 KAYNAKLAR

- Arıoğlu, E., Yüksel, A. 1999. Tünel ve yer altı Mühendislik yapılarında çözümlü püskürtme beton problemleri, Maden Müh. Odası, İstanbul. Şubesi, İstanbul.
- Bieniawski, Z.T. 1974. Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling. In *Advances in Rock Mechanics* 2, part A: pp.27-32. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In *Exploration for rock engineering, proc. of the symp.*, (ed. Z.T. Bieniawski) 1, pp 97-106. Cape Town: Balkema.
- Bieniawski Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. Wiley, New York. 251 p.
- Hoek, E. and Bray, J.W. 1981. *Rock Slope Engineering* . 3rd ed. London: Institution of Mining and Metallurgy, 402 p.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F., 1995. *Support of Underground Excavation in Hard Rock*, 215 p., Rotterdam, Balkema
- ISRM, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 15, pp 319-368.
- Kılıç, A., 2000, Adana-Gaziantep (TAG) Otoyolu Kızlaç (T3-A) Tünelinde Oluşan Göçükler ve Sağlama Uygulamaları, *V Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, s: 57-63, Isparta.
- Kutzner, C., 1996, *Grouting of rock and soil*, 286 p., Balkema.
- Lombardi, G., 1987, *Injection des massif rocheux*, Publication de la Societe Suisse de Mecanique des Sols et des Roches.
- Yaşar, E., 2000. *Kaya Mekaniği-I*, Ç. Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi Yayınları, Yayın No.35, 281 s Adana, 2000.
- Yılmaz, S., 2001, *Borçka barajı ve H.E.S (Hidro Elektrik Santral) kapsamında Murgul yolu tüneli uygulamaları*, 14 s. Rapor (yayımlanmamış).

Kayada Kesme Uygulamaları
Cutting Applications in Rock

Mermer ocak işletmeciliğinde sinterize elmas tel ömrünün kestirimi üzerine bir analiz

An analysis on estimating the life of sinterized diamond wire in marble quarries

S. Demirdağ & L. Gündüz

Süleyman Demirel Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

ÖZET : Günümüzde mermer ocağı işletmeciliğinde, iyi kalitede ve yüksek miktarlarda blok üretimine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu blokların üretilmesinde elmas tel kesme yöntemi yaygın bir şekilde uygulanmaktadır. Farklı nitelik ve yapılarıdaki elmas boncuklar, elmas tel kesiminin bel kemiğini oluşturmaktadır. Bu makalede, kesimi yapılan kayacın teknik özelliklerine bağlı olarak sinterize elmas boncukların ömürlerini belirlemek üzere, saha ve teknik incelemelere dayalı olarak yapılmış bir araştırmanın bulguları sunulmuştur. Burdur Bej mermerine ait ocak kesim incelemeleri burada irdelenmiş olup, farklı tip sinterize elmas boncukların ömürleri belirlenmeye çalışılmıştır.

ABSTRACT : Nowadays, very good quality and high recovery block production methods are needed in marble quarrying operations. In these blocks production operations, diamond wire cutting method is widely applied. The diamond beads in different characteristic structures form the backbone of the diamond wire sawing applications. In this paper, according to the technical properties of cutting stones, the findings of a research study for determining the wire life of sintered beads were presented, based on the technical and field investigations. The cutting analyses of Burdur Beige Marble type were evaluated and determining the wire life for the different types of sintered beads were defined.

1 GİRİŞ

Türkiye’de günümüz madencilik faaliyetleri açısından mermercilik önemli bir işkolu haline gelmiştir. Mermer işkolunda, mermer ocak işletmeciliği çok önemli bir yer tutmakta olup, ocak işletmelerinin büyük bir çoğunluğunda, üretim yöntemi olarak elmas tel kesme yaygın olarak tercih edilen ve kullanımı halen süregelen bir uygulama durumundadır. Ancak, elmas tel kesme uygulamalarında, kullanılan elmas türleri ve teknik özellikleri dikkate alındığında, işletmelerin çoğunluğunda elmas tel kullanımına yönelik teknik inceleme ve/veya gözlemlerinin yeterince yapılmadığı ve bulgulara ulaşılmadığı da kaçınılmaz bir gerçektir. Kaya mekaniği ilkeleri çerçevesinde, blok üretimi için kesilen kayacın teknik özellikleri ile kesim işlemini gerçekleştiren elmas tel arasındaki ilişkiler, ocakta uygulamanın yapılış şekli bağlamında teknik olarak ayrıntılı incelemeler yapılarak, blok üretiminde ocak veriminin belirlenmesi, kesim işlemlerinin iyileştirilmesi, uygulamanın iktisadi yönünün ortaya çıkartılması ve

zarar-yarar ölçütlerinin elde edilmesini sağlayacaktır. Ayrıca, böylesi incelemeler, mermer ocak işletmeciliğinde blok kesimi uygulamaları için kaya mekaniği açısından yapılacak hesaplamaların bel kemiğini oluşturacaktır.

Mermer ocak işletmeciliğinde amaç, mermer fabrikaları ve piyasanın istediği boyutlarda kırıksız ve çatlaksız blok çıkarmaktır. Bu nedenle, günümüzde en yaygın olarak kullanılan üretim şekli, elmas tel ile kesim yöntemidir. Elmas teller ocaklarda ve fabrikalarda şu an sahip olunan teknoloji ile en çok kullanılan bir üretim yöntemidir. Günümüzde piyasada kesilecek kayaç özelliklerine bağımlı olarak kullanılan elmas teller iki tiptir. Bunlar; sinterize ve elektrolitik elmas tellerdir. Bu tellerin, her birinin kullanım özellikleri birbirinden farklı olup kesim işlemi sürecinde, kayacın tekno-mekanik özelliğine göre her bir elmas boncuğun bir kullanım ömrü bulunmaktadır. Bu kullanım ömrü, kesilecek kayacın fiziksel ve mekanik özellikleri ile doğrudan ilişkili bir olgudur. Ancak, elmas boncuk kullanımı ve ömrü üzerine, kayaç özellikleri arasındaki ilişkisel yaklaşımlar, henüz yeterince

açıklığa kavuşturulmamış bir durumdur. Bu amaçla, elmas tel kesmede, kayaç bloğunun oluşum, bulunuş ve yapısına göre elmas boncukların gerek kesim verimliliği ve gerekse kullanım ömrü süreci ayrıntılı bir inceleme konusu olmaktadır.

Bu çalışmada, Burdur Bej Mermerine ait mermer bloklarının, sahada elmas tel kesme ile kesim verimliliği ölçütlerinin belirlenmesi ve boncuk ömürlerinin araştırılması üzerine, saha incelemeleri ve uygulamalarına dayalı ayrıntılı bir araştırma yapılmış olup, kaya mekaniği prensipleri çerçevesinde elmas tel kesim ilişkileri algoritmik olarak tanımlanmıştır. Elmas tel kesmede boncuk ömrü; kesim sürecinde boncuk-kayaç arasında sürtünme ile oluşan yüzeysel aşınma olgusu olarak belirlenmiş olup, kayaç özellikleri (basınç dayanımı, gözeneklilik derecesi, birim ağırlık değeri ve elastisite özellikleri vb.) ve makineye ait özellikler ile boncuk matriks yapının aşınarak değişikliğe uğraması, matematiksel olarak ifade edilmiş olup, sayısal anlatım yoluyla bir analiz modeli geliştirilmiştir.

2 ELMAS TEL VE KULLANIMI

Elmas tel, ocaklarda ve fabrikalarda mevcut teknoloji ile en düşük maliyet ve en yüksek verimliliği sağlayan kullanışlı bir araçtır. Elmas teller, yapıları itibarı ile genel olarak üç ana gruba ayrılmaktadır (Aktürk, 1991):

1. Elektroplate elmas boncuklar,
2. Sinterize elmas boncuklar, ve
3. Kimyasal yapıştırırmalı elmas boncuklar.

Günümüz mermer ocak işletmelerinde en yaygın olarak kullanılan tel türü, sinterize elmas tellerdir. Sinterize elmas teller sert kayaçları kesebilmek için üretilmiş parçalardan oluşmaktadır. Diğer boncuk tiplerine oranla, en yüksek verimlilik, sinterize elmas boncuklarda elde edilmektedir. Bu tipte bir elmas telin kullanılması suretiyle teknolojik olarak, her tür mermer (granit gibi sert kayaçlar dahil) kesilebilmektedir. Kesim işlemi boyunca, aşınan boncuk yüzeyinin altından yeni elmas parçacıkları çıkmakta ve bu nedenle sinterize boncuk ömrü genellikle elektrolitik tipteki boncuklara oranla iki kat daha fazla olmakla birlikte, kesme hızı boncuk ömrü boyunca sabit kalmaktadır (Önenç, 1999). Nispeten yumuşak, sert, orta kristalli ve bej mermerin ebatlanmasında küçük ve büyük alan kesimlerinde sinterize elmas telin ömrü 50 m²/saat, kesme hızı ise 5-8 m²/saat olarak belirlenmiştir (Anonim, 1994).

Elmas tel üreten firmalar açısından, sinterize elmas boncukların ilk yatırım maliyeti, elektrolitik elmas boncuklara nazaran biraz daha yüksektir. Ayrıca, ilk kesimlerde elektrolitik elmas boncukların kesim hızları, yeni sinterize elmas boncuklara göre daha yüksek olmasına karşın, elmas tel ömrü süresi dikkate alındığında, sinterize elmas boncuklar, kesim hızı açısından, elektrolitik elmas boncuklara göre daha yüksek bir hız değerine sahiptir (Aktürk, 1991).

Sinterize elmas tel ile kesim yapılması esnasında, kullanılacak motor gücü en az 30 kW ve su miktarı da 30-50 litre/dakika olmalıdır. Sinterleme yöntemi ile imal edilen boncuklar ve tel üzerine yerleştirme şekilleri, taşın özelliğine göre farklılıklar göstermektedir (Aktürk, 1991).

Elmas boncuk çapları, kullanım amaçlarına ve üretim yöntemine göre farklı çap değerlerinde olabilmektedir. Ocakta blok kesme işleminde kullanılan boncuk çapları, süs işçiliğinde kullanılan boncuk çaplarından daha büyük boyutlarda olmaktadır. Genel olarak; elmas boncuk dış yüzey çapları, 8mm, 8.8mm, 10mm, 10.2mm, 10.5mm 11mm ve 12mm değerlerinde olabilmektedir. Yüzük çapları, 7mm, 8mm, 8.5mm olarak değişmektedir. Yüzük iç çapları ise, 4.2mm ve 5.1mm olarak değişim gösterebilmektedir. Tel yapısında kullanılan çelik halat çapları ise, 4.0mm, 4.8mm ve 4.9mm olabilmektedir (Gündüz& Demirdağ, 2001). Elmas boncuğun matriks yapısının hacmi hesaplandığında, en yüksek oranın en büyük çap değerine sahip elmas boncuklarda elde edildiği görülmektedir. Bu oran, boncuk çapı küçüldükçe düşmektedir. Aynı özelliklere sahip bir matriks yapının kullanıldığı iki farklı çaptaki elmas boncuğun verimliliği kıyaslandığında ise, doğal olarak çapı büyük olan elmas boncukta, daha yüksek bir verim elde edilmektedir (Anonim, 2000).

3 SİNERİZE ELMAS TEL BONCUKLARDA AŞINMAYA BAĞLI KULLANIM ÖMRÜNÜN BELİRLENMESİ ÜZERİNE BİR İNCELEME

Birçok mermer ocak işletmesinde, sinterize elmas boncukların uygulama esasları üzerine yapılan incelemelerde, boncukların çelik halat üzerine farklı konum ve sayıda dizildikleri ve ana kütleden mermer bloklarının kesiminde veya ana kütleden ayrılmış blokların daha küçük boyutlarda bloklar haline kesilmesi işlemlerinde kullanıldıkları görülmektedir. Ana kütleden mermer bloğunun kesilmesi işlemi için genelde, *ocak kesimi* deyimi kullanılırken, blokların daha küçük boyutlara

indirgenmesi işlemi için ise *sayalama kesimi* veya *monotel kesimi* deyimleri kullanılmaktadır.

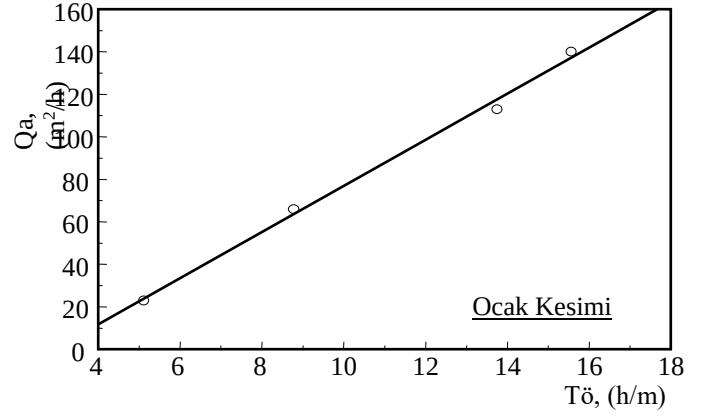
Ocaklarda kullanılan sinterize boncuklar, genelde iki farklı çap değerine sahiptir. Bunlar, ilk dış yüzey çapları 11 mm ile 10.55 mm olan elmas boncuklardır. Ancak bu özellikteki boncuklar, ocak kesiminde kullanıldıklarında, belirli bir kesim işlemi sonrasında aşınmaya uğramaktadır (Demirdağ & Gündüz, 2001).

Boncuklarda bu aşınma oluşuncaya kadar, ocak kesiminde kesim miktarları ölçülebilmektedir. Ancak, kesim zamanı ve kesim miktarı arttıkça, boncuklardaki aşınma oranında aynı miktarda bir artış gözlenmekte ve boncuk dış yüzey çap değerleri giderek azalmaktadır. Boncuk dış çapındaki azalma, belirli bir değerin üzerine ulaştığında, bu boncuklar veya boncuk dizilişli tel, ocak kesimi üretiminden alınarak, ya sayalama makinalarına aktarılmakta ya da monotel uygulamalarında kullanılmak üzere, elmas tel stokuna alınmaktadır. Sayalama veya monotel uygulamalarında kullanılan elmas boncuk çapları, nihai olarak 9.6 mm veya 9.5 mm civarlarına indirildiğinde, bu boncuklar ömrünü tamamlamış olarak kesim uygulamalarından tamamen alınırlar.

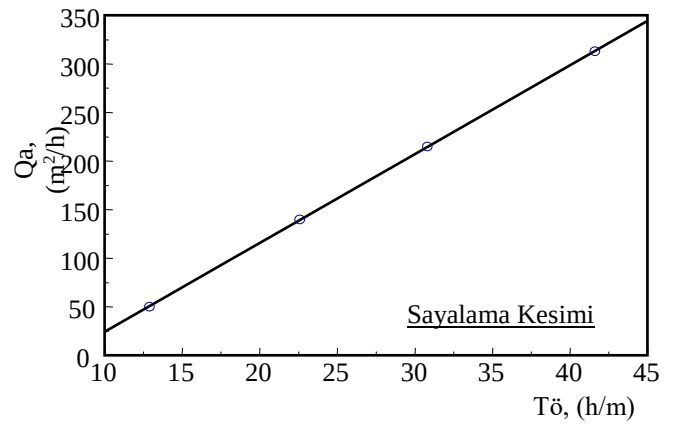
Sinterize elmas boncuklu tellerde tel ömrü, aşınma olgusuna bağlı olarak gelişmektedir. Teknolojik olarak bu olgu incelendiğinde, gerek ocak kesiminde ve gerekse sayalama kesimlerinde kullanılan sinterize elmas boncuklu teller, kesilen kayacın özelliklerine ve kesim ortamı şartlarına bağımlı olarak tel ömrü, kesilen toplam birim yüzey alanı ve/veya saatlik toplam kesim miktarı (alanı) olarak ifade edilebilmektedir. Konu üzerine bu çalışma kapsamında yapılan ayrıntılı incelemelerde, farklı mermer türlerinin kesim özellikleri farklı değişkenler için incelenmiş olup, kesim sürecinde elmas tele verilen çevresel hız değeri ve kayacın basınç dayanım değerlerinin en önemli etkenler (değişkenler) olduğu gözlenmiştir. İncelemeler bu bağlamda derinleştirilmiş olup, elde edilen bulgular ve irdelemeler, aşağıdaki bölümlerde ayrıntılı olarak verilmiştir.

Sinterize elmas boncuklu tel ömrünün kestiriminin yapılabilmesi için öncelikle, boncuk ömrünün parametrik olarak tanımlanması gerekmektedir. Genel olarak yapılabilecek tanım ise, 1 metrelik elmas boncuk tel ile sinterize boncuklardaki çap değişimi minimum seviyeye gelinceye kadar, kaç saatlik bir kesim yapılabildiği şeklinde tanımlanabilmekte olup, tel ömrü "Tö" ile gösterilmiştir. Tel ömrü kavramının birimi ise "h/m" (saat/metre) dir. Farklı mermer türleri üzerinde yapılan ölçüm sonuçlarına göre, tel ömrü ve kayacın kesim miktarı arasındaki ilişkiler araştırılmış olup,

ocak kesimi ve sayalama kesimleri için elde edilen bulgular Şekil 1 ve Şekil 2 'de verilmiştir.

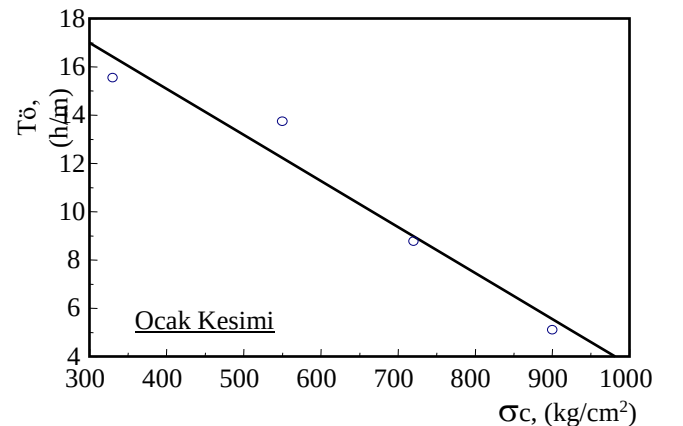


Şekil 1. Ocak kesimi için tel ömrü ile kesim kapasitesi arasındaki ilişki.

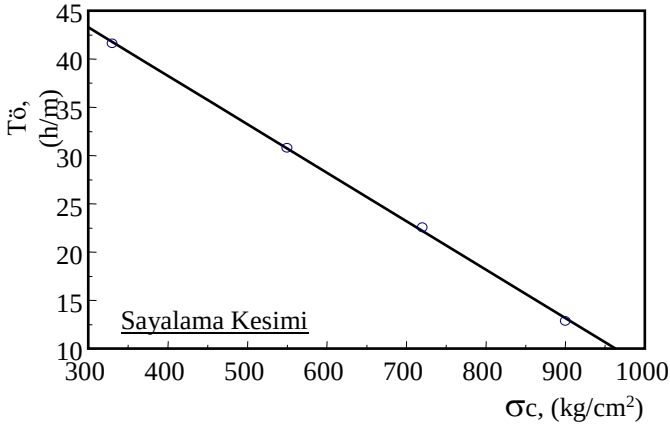


Şekil 2. Sayalama kesimi için tel ömrü ile kesim kapasitesi arasındaki ilişki.

Kaya mekaniği ilkeleri çerçevesinde, kesim yapılan mermerin tek eksenli basınç dayanımı ile tel ömrü arasındaki ilişkiler incelendiğinde, ocak kesimi uygulamaları ve sayalama kesimi uygulamaları için doğrusal istatistiki ilişkiler görülmüştür (Şek. 3–4). Şekil 3 ve Şekil 4 irdelendiğinde görülmektedir ki, kesim yapılan mermerin dayanımı arttıkça, tel ömrünün (Tö) azaldığı belirlenmiştir.

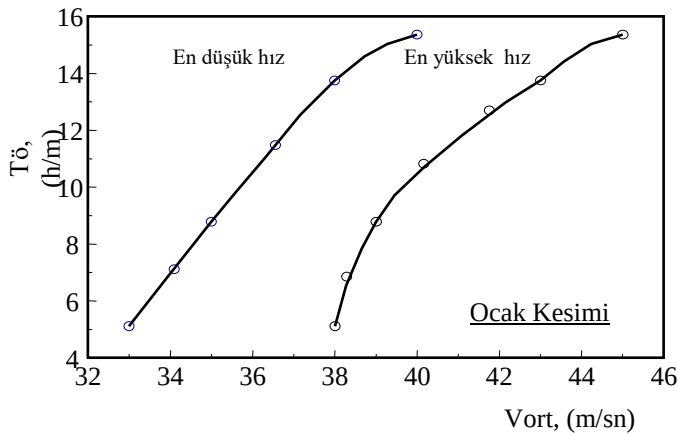


Şekil 3. Mermer dayanımı – boncuk ömrü ilişkisi (ocak kesimi uygulamaları için)

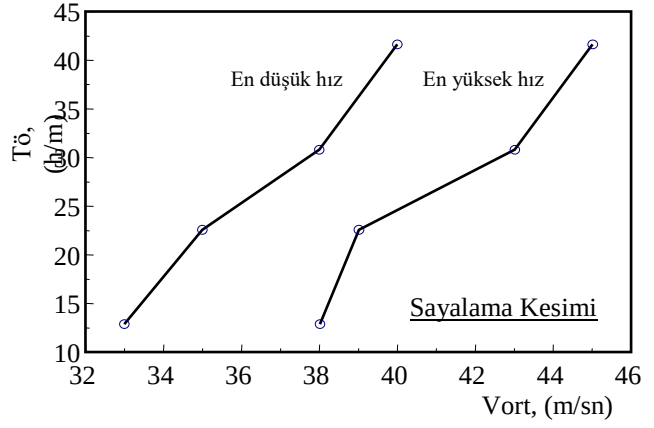


Şekil 4. Mermer dayanımı – boncuk ömrü ilişkisi (sayalama kesimi uygulamaları için)

Tel ömrüne etki eden bir diğer değişken ise, kesim sürecinde elmas tele verilen çevresel hızdır. Bilindiği gibi, uygulamada çevresel hız arttıkça, elmas tel ile kayaç arasındaki sürtünme kuvvetinin artmasına paralel olarak tel üzerinde dizili bulunan boncuklardaki aşınma miktarı da, o derecede hızla artmaktadır. Bunun kaçınılmaz bir sonucu olarak da, tel ömrü, yüksek çevresel hıza sahip kesim uygulamalarında daha düşük olacak ve elmas tel kesiminden alınacak verim de o oranda daha düşük olacaktır. Bu olgu, ocak kesimi uygulamalarında net olarak gözlemlenebildiği gibi, daha düşük devirlere sahip olan sayalama uygulamalarında da görülebilmektedir. Ancak, uygulanan çevresel hıza bağımlı tel ömründeki azalma oranı, sayalama kesimi uygulamalarına göre ocak kesimlerinde daha yüksek oranlarda görülmektedir. Bu olgu, parametrik olarak farklı mermer kayaç türleri için incelenmiş olup, elde edilen bulgular, Şekil 5-6'da verilmiştir.

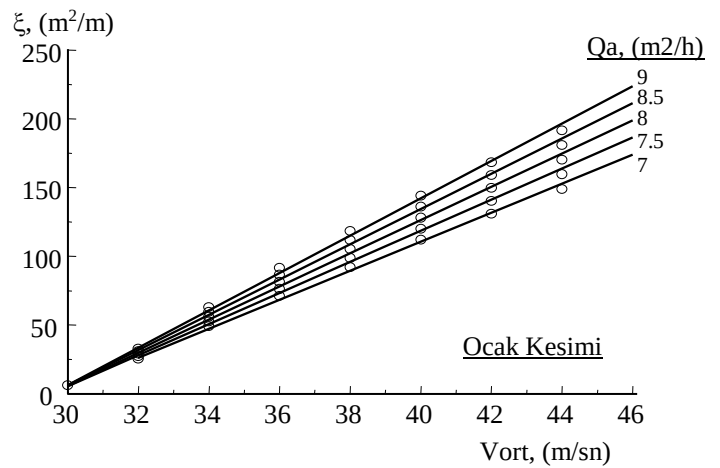


Şekil 5. Çevresel hıza bağımlı tel ömrü ilişkisi (ocak kesimi uygulamaları için)

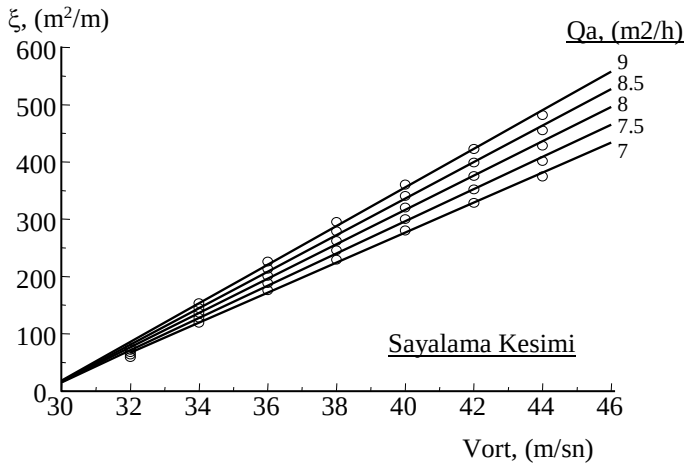


Şekil 6. Çevresel hıza bağımlı tel ömrü ilişkisi (sayalama kesimi uygulamaları için)

Elmas tel ömrü, bir diğer yaklaşımla, kesim uygulamasında 1 metre tel ile ne kadarlık bir yüzey alan kesimi yapılabileceğinin kestirimi olarak da tanımlanabilmektedir. Bu tanım, bu çalışmada “ξ” harfi ile temsil edilmiş olup, birimi ise “m²/m” dir. Bu tanımlamada yer alan tel ömrü, kesim sürecinde uygulanan çevresel hıza ve saatlik kesim miktarına bağlı olarak değişmektedir. Bu olgu, farklı kesim uygulamaları bağlamında incelenmiş olup, değişik bulgulardan tel ömrünün kesim öncesi kestiriminin yapılabileceği yaklaşımlar geliştirilmeye çalışılmıştır. Bu çalışmada, ocak kesimi ve sayalama kesimi uygulamaları için elde edilen yaklaşımlar, abaklar şeklinde düzenlenmiş olup, kullanıcılara yardımcı olmak amacıyla Şekil 7-8’de verilmiştir.

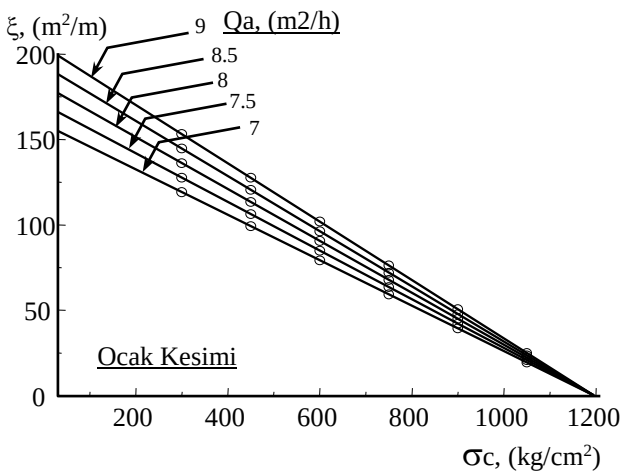


Şekil 7. Çevresel hıza, saatlik kesim miktarına bağımlı tel ömrü ilişkisi (ocak kesimi için).

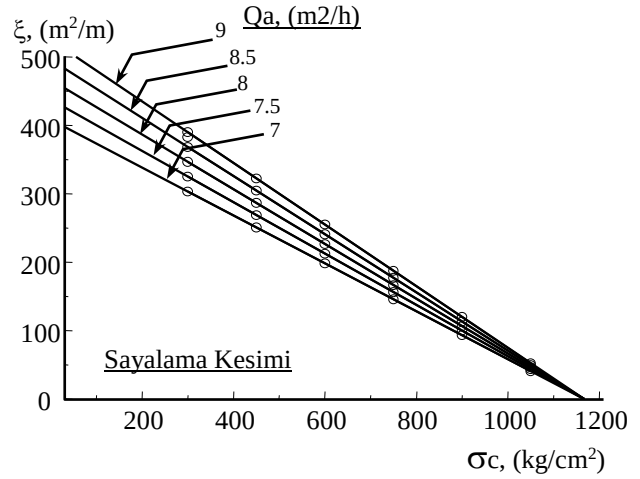


Şekil 8. Çevresel hız, saatlik kesim miktarına bağlı tel ömrü ilişkisi (sayalama kesimi için)

Şekil 7-8 irdelendiğinde, artan çevresel hız bağlamında, kesim uygulamasındaki saatlik kesim miktarının da artmasına paralel olarak, elmas tel ömrü hızla azalmakta, bir diğer değişle, elmas telden alınacak toplam üretim verimi düşmektedir. Bu açıkça göstermektedir ki; yüksek verimli bir kesim uygulaması yapabilmek için, elmas tele uygulanacak en uygun çevresel hızın seçilmesi gerekmektedir. Bu olgu, kesilen kayacın dayanımı açısından irdelendiğinde, çevresel hızda olduğu gibi kayaç dayanımı arttıkça ve yüksek kesim miktarlarında tel ömrünün azaldığı açık olarak gözlenebilmektedir. Bu durum, kayaç dayanımı esas alınarak ocak kesimi ve sayalama kesimi uygulamaları için farklı kayaç türleri üzerinde incelenmiş olup, elde edilen teknik bulgular grafik halinde sunulmuştur (Şek.9-10).



Şekil 9. Kayaç dayanımı, kesim miktarı ve tel ömrü ilişkisi (ocak kesimi için)



Şekil 10. Kayaç dayanımı, kesim miktarı ve tel ömrü ilişkisi (sayalama kesimi için)

Şekil 9-10 irdelendiğinde, aynı dayanıma sahip bir mermer bloğu, ocak kesimi uygulamasında aynı süre (bir saatlik kesim miktarı), için sayalama kesimine göre daha yüksek oranda tel ömrünün azaldığı görülmektedir. Bu olgu göstermektedir ki, ocak kesimlerinde tel ömrü, sayalama kesimlerine göre daha düşüktür. Elmas tel, ocak kesimi uygulamalarında daha hızlı bir şekilde aşınma göstermektedir. Bu bakımdan, ocak kesiminde kullanılan bir sinterize elmas boncuklu tel, boncuk aşınmaları en üst seviyeye ulaşmaya kadar tamamıyla ocak kesiminde kullanılmamalıdır. Bunun yerine, sinterize elmas boncuklardaki aşınma belirli bir değere ulaştığında, bu tel ocak kesiminden alınıp, sayalama kesiminde kullanılmak üzere ayrılmalıdır. Bu olgu, Gündüz ve Demirdağ (2001) tarafından ayrıntılı olarak incelenmiş olup, sinterize elmas boncuk türevleri için değişkenlere bağlı değerleri verilmiştir.

Yukarıda tanımlanan ve grafik halinde değerlendirmeleri verilen bulgular, her bir değişken için irdelenmiştir. Ancak, uygulamalarda sıklıkla ihtiyaç duyulabilecek önemli bir husus ise, kesim ortamı koşulları (değişkenleri) ve kesilen kayaç ortamı özelliklerine bağlı olarak, bu olgunun nasıl değişim gösterdiğinin ve bunun incelemesinin nasıl yapılabileceğidir. Bu çalışmada, tel ömrünün kestirimi ve tel kesim uygulamasından elde edilebilecek saatlik miktar değerleri ayrıntılı olarak incelenmiş ve mermer kesimi uygulamaları için kullanılabilecek istatistiki bir yaklaşım modeli geliştirilmiştir. Bu model, mermerin dayanımına, mermerin gözeneklilik durumuna, tel ömrüne, uygulanan çevresel hızla bağlı olarak en yüksek ve

en düşük değerler olarak geliştirilmiştir. Ocak kesimi ve sayalama kesimi uygulamaları için geliştirilen bu ampirik modeller Eşitlik 1-4` de verilmiştir.

Ocak kesimi için;

$$Q_{a \text{ (max)}} = 4.212 * \log \sigma_c * \sqrt[3]{\frac{T_o}{V_{ort}} * P_g} \quad [1]$$

$$Q_{a \text{ (min)}} = 3.144 * \log \sigma_c * \sqrt[4]{\frac{T_o}{V_{ort}} * P_g} \quad [2]$$

Sayalama kesimi için;

$$Q_{a \text{ (max)}} = 2.713 * \log \sigma_c * \sqrt[3]{\frac{T_o}{V_{ort}} * P_g} \quad [3]$$

$$Q_{a \text{ (min)}} = 2.157 * \log \sigma_c * \sqrt[4]{\frac{T_o}{V_{ort}} * P_g} \quad [4]$$

Burada;

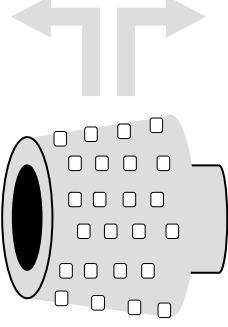
- Q_a : Saatlik kesim miktarı, m²/h,
 V_{ort} : Uygulanan evresel hız, m/sn,
 σ_c : Mermerin basınç dayanımı, kg/cm²,
 P_g : Mermerin görünür gözenekliliği, %,
 T_o : Elmas telin ömrü, h/m.

Mermer kesim miktarları, her bir mermer ocak işletmesinde aynı değerlerde değildir. Yapılan gözlem ve incelemelerde, boncuğun yapısına, uygulamadaki kullanımına ve kesilen kayacın yapısına göre, boncuk aşınması ve buna karşılık gelen kesim miktarı değerlerinin çok farklılık gösterdiği görülmektedir. Bu bakımdan, elmas telin uygulandığı ocak işletmelerinde, sinterize elmas boncukların mermer kesme özelliklerinin, aşınma olgusunun ve bu kesimden elde edilen verim değerlerinin her bir ocak için belirlenmesi gerekmektedir. Ancak, yapılan gözlemler sonucunda, birçok işletmede, boncuk aşınmaları ve buna etken değişkenlerin değerlerine ilişik pek fazla bir veriye rastlanılamamıştır. Bu da, iş kolunda

yeterli sayıda teknik elemanın, ocak işletmelerinde üretimden sorumlu bir mühendisin bulunmayışından kaynaklanmaktadır. Ayrıca işletmelerde, genellikle karşılaşılan bir diğer sorun ise, sinterize elmas boncukların tel ömründen azami derecede istifade edebilmek için hangi kesim değerinden sonra bu telin, ocak kesimi uygulamasından alınarak, sayalama veya monotel uygulamalarına transfer edilmesi gerektiğinin belirlenmemiş olmasıdır. Bilindiği gibi, elmas boncuklu teller, kesim sürecinde belirli bir koniklik açısı oluşumu ile çap değerlerinde aşınmaya bağlı olarak bir azalma meydana gelmektedir (Gündüz&Demirdağ, 2001). Bu bakımdan, sinterize elmas tel ömürlerinin tanımlanması, boncuk aşınma ölçütlerinin çıkartılması ve boncuk kullanımı için ocak-sayalama kesimi sınırının belirlenmesine yönelik, SD Mermer Teknolojisi ArGe grubunca, farklı mermer ocak işletmelerinde bir dizi gözlemsel ve teknik incelemeler yapılmıştır. Bu alışma ile, ocak işletmelerinde görev alan veya alacak olan teknik elemanlara bir ışık tutmak amaçlanmıştır.

Bu alışmada, Burdur ili civarındaki bej mermer ocakları, pilot araştırma bölgesi olarak seçilmiş olup, teknik incelemeler bu bölgede yoğunlaştırılmıştır. Burada, yapılan inceleme çalışmalarından Burdur Bej mermerine ait farklı mermer ocaklarında, farklı firma ürünü sinterize elmas boncukların kullanıldığı elmas tel kesimlerine ait saha verileri, üretim süreci boyunca zamana bağımlı olarak kaydedilmiştir. Alınan veriler genelde, kullanılan boncuk türü, birim kesim miktarı (m² olarak) ve boncuk dış yüzey çaplarındaki azalma oranıdır. Araştırmada, dış yüzey çapları 11 mm ve 10.55 mm olan, iki ayrı sinterize elmas boncuğun aşınma olgusu incelenmiş olup, 10.55 mm çapa sahip boncuklar *Boncuk A*, 11.00 mm çapa sahip boncuklar da, *Boncuk B* olarak işaretlenmiştir. Kesime bağımlı olarak, elmas tel koşum yönünde, belli bir dizilime sahip boncuklarda meydana gelen aşınma, dijital kumpas ile ölçülmüş, kesitteki aşınma miktarları - oran değerleri ve ayrıca, kesilen kayacın mühendislik özellikleri ile kesim ortamının sayısal değerleri, ayrıntılı olarak rapor edilmiştir. Saha verilerinden, zamana bağımlı düzenli veri kmelleri oluşturulmuş olup, ileri mühendislik istatistiği ve matematik modelleme yöntemleri kullanılarak, bir dizi çözüm algoritmaları geliştirilmeye çalışılmıştır. Aşağıdaki paragraflarda, yapılan teknik çözüm modelleri ve bulgular tartışılmıştır. Burdur bej mermer ocaklarında, sinterize elmas boncukların aşınma değerleri ve kesim miktarları, zet olarak şekil 11`de verilmiştir.

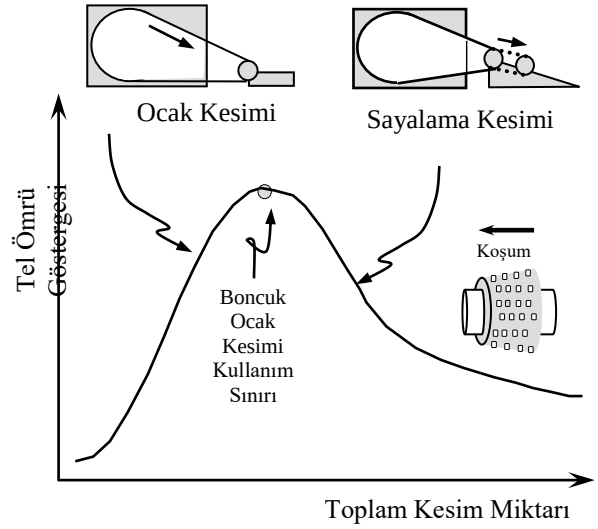
Çap (mm)	Kesim (m ²)	Çap (mm)	Kesim (m ²)
11.00	0	10.55	0
10.94	287	10.51	180
10.77	721	10.42	500
10.49	763	10.24	860
10.38	500	10.08	920
10.11	620	9.94	425
9.84	432	9.83	485
9.70	480	9.73	170
9.63	350	9.61	220



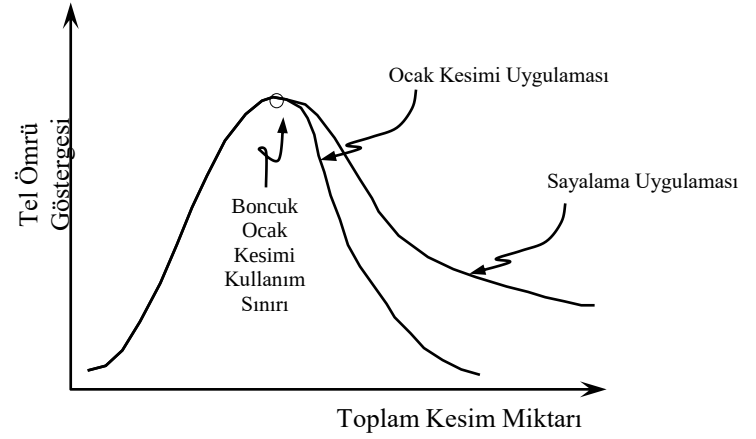
Şekil 11. Burdur Bej mermerinde sinterize elmas boncukların kesim ve aşınma verileri (Gündüz ve Demirdağ, 2001).

Yukarıda belirtilen tüm değişkenlerin birbirleri ile ilişkilendirilebildiği bir tel ömrü tanımı, sinterize elmas boncuk aşınma oranı, boncuklardaki kesime bağlı olarak meydana gelen koniklik açısı, elmas telin kullanım boyu ve kesilen toplam yüzey alanı tek bir gösterge ile tanımlanmıştır. Bu gösterge, “ξö” ile temsil edilmiş olup, kesilen toplam yüzey alanının tel boyuna oranının, boncuk aşınma oranı ile çarpımına eşittir. Mermer türleri için yapılan genel incelemelerde, kesilen yüzey alanı miktarı, tel ömrü göstergesi ile grafik olarak ilişkilendirildiğinde, Şekil 12’de verilen eğilim izlenebilmektedir. Eğrinin şekli ve genel eğilimi incelendiğinde bir dönüm (tepe) noktası gözlenmektedir. Bu dönüm noktası, kullanılan bu tel için sınır ömür değeri olarak tanımlanabilmektedir. Bir diğer deyişle, bu kesim miktarına kadar sinterize elmas boncuklu tel, ocak kesiminde kullanılabilir, bu değerden sonra ise tel, sayalama kesimine alınması gerekmektedir. Eğer tel, bu kesim değerinden sonra sayalama işlemi için ayrılmayıp, halen ocak kesiminde kullanılmaya devam edecek olursa, tel ömrü oldukça azalacak ve bunun kaçınılmaz bir sonucu olarak da, bu telden alınacak kesim verimi oldukça düşük olacaktır. Bu olgu, sembolik olarak irdelenecek olursa, Şekil 13’de verilen genel eğilim saptanabilmektedir.

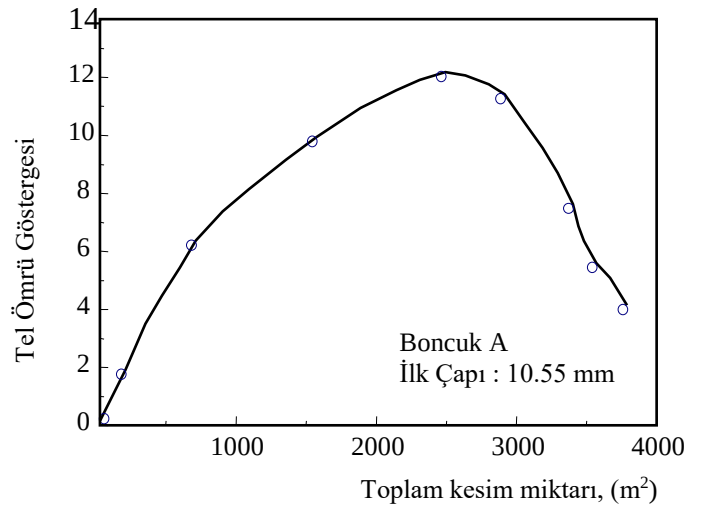
Bu nedensel yaklaşım, bu çalışmada araştırma konusu olarak ele alınmış her iki tür sinterize elmas boncuklu teller için ayrı ayrı incelenmiş olup, Burdur Bej mermerine ait kesilen yüzey alanına karşılık gelen tel ömrü göstergesi grafik olarak tanımlanmıştır. Araştırma bulguları, grafik Şekil 14-Şekil 15’de verilmiştir.



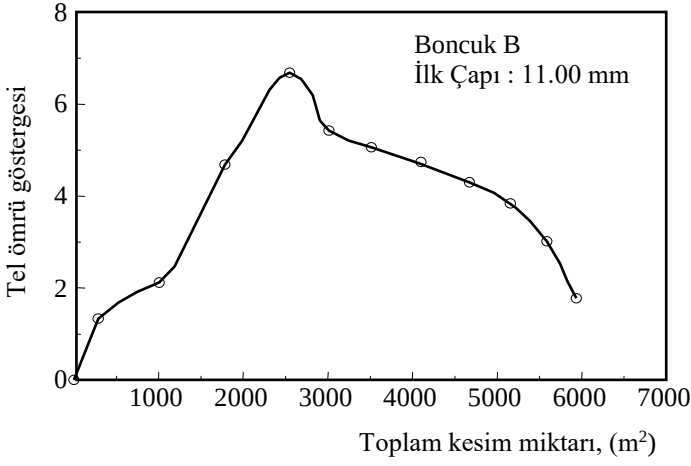
Şekil 12. Toplam kesim miktarı – tel ömrü göstergesi ilişkisi.



Şekil 13. Toplam kesim miktarı – tel ömrü göstergesi ilişkisi.



Şekil 14. Kesilen yüzey alanı – tel ömrü göstergesi ilişkisi (Boncuk A).



Şekil 15. Kesilen yüzey alanı – tel ömrü faktörü ilişkisi (Boncuk A).

Şekil 14-15 irdelendiğinde, her iki tür sinterize elmas boncuk türü için, Burdur Bej mermeri işletmesinde, ocak kesimi-sayalama kesimi sınır değerlendirmesi rakamsal olarak, bu grafiklerden elde edilebilmektedir. Buradan edinilebilecek görüş ile, bu tür mermer için, hangi kesim miktarına kadar, yeni bir telin ocak kesiminde uygulanması gerektiğine, karar verilebilmesini kolaylaştıracaktır. Bu tarz tanımlama ve yaklaşımlar ile, bu tür mermer oluşumları için ocakta her defasında ayrı ayrı ölçümler almadan, yeni bir telin hangi sınır değere kadar, ocak kesiminde kullanılması gerektiği belirlenebilmektedir.

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada, mermer ocak işletmelerinde uygulanan elmas tel kesme birimlerinde, sinterize elmas boncukların ömürlerinin tanımlanması ve kesim özellikleri üzerine yapılan bir inceleme araştırmasının sonuçları yorumlanmış olup, ocak kesiminde boncuk kullanım sınırlarının kestirimine ilişkin, uygulanabilir bir yaklaşım geliştirilmiştir. Bu çalışmada yer alan arazi bulguları, Burdur Bej mermerine aittir. Benzer çalışmalar, diğer yöre mermerleri için de yapılmalıdır.

5 KAYNAKLAR

- Aktürk, Y.K. 1991. Elmas Teller ve Özellikleri. Ege Mermer Ltd. Teknik Hizmetler Serisi No.2 İzmir.
- Anonim, 1994. Sonmak Tanıtım Katalogu. Ankara, İstanbul, Afyon,
- Anonim, 2000. Akpar Makina Elmas Tel Kullanım El Kitabı. Ankara.
- Demirdağ, S. Gündüz, L. 2001. Blok İşletmeciliğinde Elmas Tel ve Boncuk Performans Analizi. Türkiye Mermer Sempozyumu. 3-5 Mayıs, Afyon.
- Gündüz, L. Demirdağ, S. 2001. Mermer Ocak İşletmeciliğinde Kullanılan Elmas Tel ve Boncukların Aşınma Dinamiği Üzerine Bir İnceleme. 17. Uluslararası Madencilik Kongresi ve Sergisi. İmcet – 2001. 19-22 Haziran, Ankara.
- Öneç, D.İ. 1999. Elmas Tel Hangi Tarafa Koşturuluyor. Teknoloji Dergisi Yayını. İstanbul, s10.

Evolution of the rock cutting processes with confining pressure in the case of PDC bits

H. Legrain & J.P. Tshibangu

Mining Engineering Department, Faculté Polytechnique, Mons, Belgium

ABSTRACT : The purpose of this paper is to propose models to estimate the change in the rock cutting processes with the increase of confining pressure based on single cutter cutting tests performed in atmospheric conditions and on rock characterisation tests under confinement.

Specific energy concept has been first studied and used on cutting tests. Various cutting models (phenomenological and drilling parameters based models) have been studied and validated for atmospheric cutting tests. Based on the evolution of the rock properties with confinement rock cutting models in atmospheric conditions are adapted and discussed to introduce the effect of confining pressure on the cutting mechanisms.

1 INTRODUCTION

Rock cutting is defined by the action of a tool making a groove in a material along a free surface of the rock. The process is characterized by the relative velocity between the tool and the rock, by the tool properties and geometry, by the mechanical properties of the material cut and by the volume of material removed.

Among the factors which might modify rock properties, the confining pressure is probably the most important.

Only a few papers tackle cutting processes under confining pressure. Amongst the authors using single cutter tests made under confining and/or pore pressures, Zijsling (1987) displays the influence of those pressures on the PDC bit penetration rate on shale, and Glowka (1986, 1989) had developed a software for predicting cutting forces, temperatures, wear on PDC bits, weight on bit and drilling torque for general PDC bit design based on single cutter results.

So, the usefulness of single cutter cutting tests under confining pressure is quite obvious, but their implementation is quite heavy and the cost is high, even if they are cheaper than field scale tests.

Therefore, models predicting the evolution of the cutting processes under confining pressure

from characterisation tests in laboratory and/or cutting test in atmospheric conditions seems to be very attractive.

In this paper, the concept of specific energy in drilling context and some relevant cutting models are presented. Results obtained from cutting tests in atmospheric conditions and rock characterisation tests (in atmospheric conditions and under confining pressure) are developed to discuss the change in cutting processes due to confining pressure.

2 SPECIFIC ENERGY CONCEPT

In drilling operations field, the specific energy is defined (Teale 1965) as the work done per unit volume excavated. It is axiomatic that, to excavate a given volume of rock, a certain theoretically attainable minimum quantity of energy will be required. Real mechanical processes might or might not approach this theoretical minimum, because of the work dissipated in, for example, breaking the excavated rock into smaller fragments than necessary, in friction between tools and rock, or in mechanical losses quite outside the rock system. So the mechanical efficiency reaches its maximum when specific energy is minimum.

2.1 Energy in rotary drilling (Teale 1965)

In rotary non-percussive drilling, work is done both by the thrust F (N) and the torque T (N.m). Using t and r to denote the 'thrust' and 'the rotary' components, the specific energy E is given by :

$$E = E_r + E_t \quad (1)$$

$$E_r = \left(\frac{2\pi}{A} \right) * \left(\frac{NT}{u} \right) \quad (2)$$

$$E_t = \frac{F}{A} \quad (3)$$

where A is the cross-sectional area of the hole (m^2), N is the rotation speed (rpm) and u the rate of penetration (m/min). So, specific energy is dimensionally identical with pressure or stress.

2.2 Energy in percussive drilling

In the case of percussive drilling, the specific energy is more difficult to determine.

In practice (Hustrulid & Fairhurst 1970), the energy actually used for rock destruction is the applied energy minus elastic rebound energy. The applied energy is given by the area of the curve $F = f(p)$ (fig.1), where F is the applied force and p the bit-penetration. Dividing the energy actually used by the excavated volume, specific energy in percussive drilling is obtained.

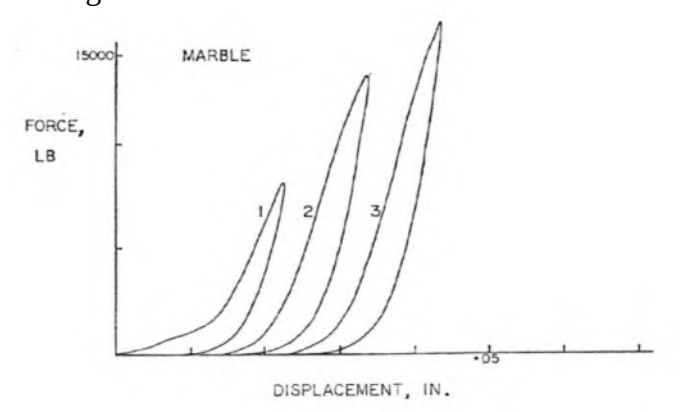


Figure 1 F - p curve use to determine applied energy (after Hustrulid Fairhurst, 1970)

3 CUTTING MODELS

3.1 General concept (after Richard 1998)

It is commonly accepted that the rock, undergoing cutting, can fail either in a ductile or in a brittle manner.

Brittle failure (or chipping mode) is usually characterised by the creation of discontinuous "chips" or fragments, and a quasi cyclic evolution of the force applied on the cutter, with important peaks and releases (fig.2). Ductile mode (or plastic flow) can be described as the shaving of a continuous chip, grinding, or flow of particles. The evolution of the force has a low variance and could even present a continuous and constant level, especially with highly plastic material. The fragment size is very small (dust or the size of the constitutive grains).

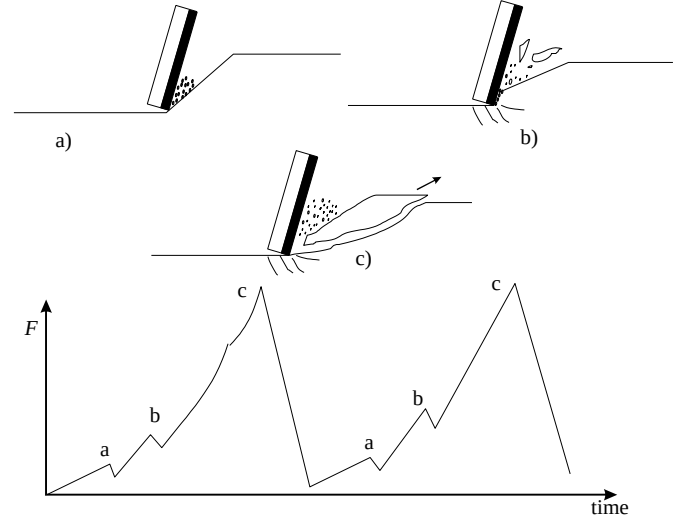


Figure 2 Cyclic process characteristic of the chipping (brittle) mode (after Richard 1998)

Considering the variations of the mean cutting force and the average peak force with the depth of cut d , we observe a linear evolution followed by a non-linear evolution (fig.3). However, there is a zone where the evolution of the peak force remains linear while the evolution of mean force is no more linear. This zone corresponds to the transition zone with first appearance of small chips. The zone where the mean peak force is non linear is clearly in brittle mode : the chips have a significant size and the force signals presents important variations with important peaks and releases. The corresponding depth of cut is called "critical depth of cut".

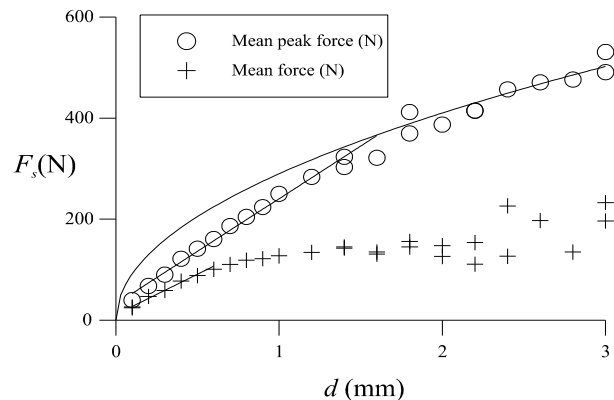


Figure 3 : Transition from ductile to brittle mode in Vosges Sandstone (after Richard, 1998)

There are many existing cutting models. Some of them are described below. The review is not exhaustive but presents some relevant models which are further evaluated in cutting tests.

3.2 Phenomenological models (Ngoie Nsenga 1989, Legrain 1999)

3.2.1 Merchant (Ernst) theory

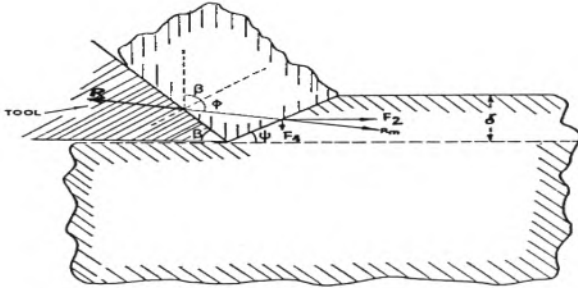


Figure 4 Equilibrium of a ship – Merchant's model

Merchant developed in 1945 a model of cutting for the metal machining. His analysis strictly applies to continuous chip without build-up edge and is more appropriate for plastic materials. Writing the force equilibrium on a shear plane (fig.4) and minimising the cutting force using the hypothesis of minimum work, the following expression is obtained :

$$\frac{Fc \min}{C \cdot \delta} = 2 \cdot \tan\left(\frac{\beta + \phi}{2}\right) \quad (4)$$

where C is the cohesion, $Fc \min$ the minimal cutting force, β the cutter angle, δ the depth of cut, ϕ the interfacial friction angle.

3.2.2 Evans & Murrel's theory

This theory is based on the hypothesis that failure is caused by the propagation of cracks as a consequence of tensile stress :

$$\frac{Fc \min}{Rt \cdot \delta} = 2 \cdot \frac{\sin(\theta + \phi)}{1 - \sin(\theta + \phi)} \quad (5)$$

where Rt is the tensile strength, δ the depth of cut, θ the half of the cutter angle and ϕ the interfacial friction angle.

3.2.3 Nishimatsu's theory

Nishimatsu considered that it exists not only tensile stress but also compressive stress. Author proposes that failure takes place when in the model initially

elastic, the most appealed point in shearing reaches the Mohr-Coulomb criterion.

$$Fc \min = \frac{2}{n+1} \cdot C \cdot \delta \cdot \frac{\cos k}{1 - \sin(k - \alpha + \phi)} \quad (6)$$

where C is the cohesion, δ the depth of cut, k the internal friction angle, α the rake angle of cutting tool and ϕ the interfacial friction angle. n is a stress concentration factor given by : $n = 11,3 - 0,18 \cdot \alpha$

3.3 Drilling parameters based models

There are many empirical relations based on drilling parameters. We will only focus some of existing correlations between the cutting force (and therefore the torque applied on the bit) and the depth of cut, between the cutting force and the thrust (and therefore the weight on bit), and between the "specific energy E " and the "drilling strength S ".

3.3.1 correlations between the cutting force and the depth of cut (Ngoie Nsenga 1989, Dagrain 2001)

Linear variations (Nguyen, Roxborough, Cheatham, Roepke, Samiselo, Almenara, Lasserre, Adachi...) :

$$Fc = a \cdot \delta \quad (7)$$

Power variations (Brych, Lebrun, Murrel, Deliac, Dagrain) (Ngoie Nsenga, 1989 & Dagrain, 2001):

$$Fc = a \cdot \delta^\alpha \quad (8)$$

Where Fc is the cutting force (and is directly proportional to the torque applied on the bit), δ the depth of cut, and a and α are the correlation parameters.

3.3.2 Correlations between the cutting force and thrust (Ngoie Nsenga 1989 & Dagrain 2001)

Nguyen, Lebrun, and Sellami agree on the constancy of the ratio of the cutting force and the thrust according to the Coulomb friction law :

$$Fc = K_1 \cdot F \quad (9)$$

Where Fc is the cutting force, F the thrust, and K_1 the coefficient of proportionality. Authors propose some evolution law or empirical range of variation of the coefficient K_1 with rock and tool properties,...

Nguyen, Fairhurst, Lacabanne and Valantin propose a linear evolution law as follows :

$$Fc = K_2 + f_0 \cdot F \quad (10)$$

According to Valantin, $f_0.F$ is the friction component, and K_2 is a constant depending on the test conditions, the type of rock, the depth of cut,...Fairhurst, Lacabanne and Nguyen propose that the coefficient $K_2 = A. \delta$, where δ is the depth of cut, and A the cutting force on the cross-sectionnal area per unit of depth of cut.

3.3.3 Correlations E-S (Detournay-Defourny, 1992)

Authors establish the following linear relation :

$$E = E_0 + \mu S \quad (11)$$

where $E = F_s / A$ is defined as the “specific energy”, $S = F_n / A$ as the “cutting (or drilling) strength” and $E_0 = (1-\mu\zeta)\varepsilon$. F_s and F_n are respectively the tangential and normal components to the rock surface of the total force applied on the cutter, A is the cross-sectional area of the groove made by the cutter, μ is the Coulomb friction coefficient of the wear flat - rock interface, ζ is the constant ratio between the horizontal and the vertical forces, and ε , “the intrinsic specific energy”, is defined as the ratio between the pure cutting component of F_s and A .

4 EXPERIMENTAL RESULTS

4.1 Tested Rocks

3 types of rock were tested : the Moca limestone (Cretaceous Early), from Tarem, Portugal; the Soignies Limestone (Carboniferous), and the Harmignies chalk (Cretaceous Late), from Belgium. The first two rocks have elastic behaviour with brittle failure in atmospheric conditions, the last one shows a quite important plastic behaviour, even in atmospheric conditions.

4.2 Effects of confining pressure on rock properties

It is usually assumed that the increase of the confining pressure induces an increase of the compressive strength and an increase of the plastic character of the rock (Tshibangu 1994, Legrain 1999). In this way, the use of linear elasticity and brittle failure for explaining behaviour of a certain type of rock will be replaced by elastoplastic or viscoelastoplastic behaviour law with a significant increase of the confining pressure (fig.5). Depending on the rock type, Young’s modulus can increase with the confining

pressure but can also stay stable in the case of hard rock with low porosity for example.

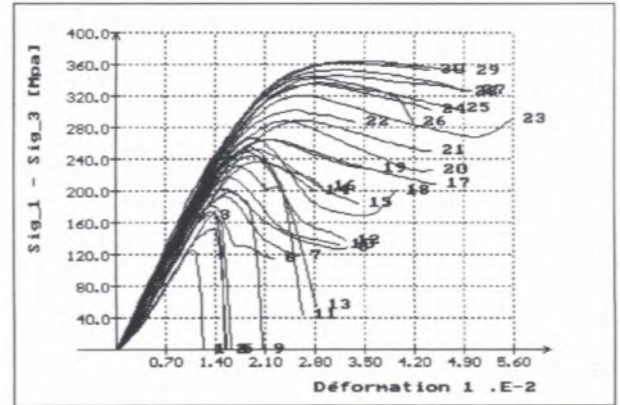


Figure 5 Evolution of the rock behaviour with the confining pressure. Polyaxial tests made with confining pressure increasing from 0 to 100 MPa (after Tshibangu 1994)

The determination of rock characteristics in atmospheric condition has been made (Tshibangu 1994 & Legrain 1999) on the three rocks (Compressive strength, Tensile strength, elastic limit) (table 1) and characterisations under confining pressure (evolution of the Mohr-Coulomb criterion) (fig.6) were made on Soignies and Moca limestones. The tests have been performed on the automatic uniaxial compressive test device and on the automatic Polyaxial device from the “Faculté Polytechnique de Mons”, Belgium.

Table 1 Characteristics of the 3 experimental rocks - σ_c is the compressive strength, σ_{el} is the yield stress (or elastic limit) and σ_t is the tensile strength.

	σ_c (Mpa)	σ_{el} (MPa)	σ_t (MPa)
Soignies	123	115	10
Moca	46.2	42	4.5
Chalk	5.2	3	1

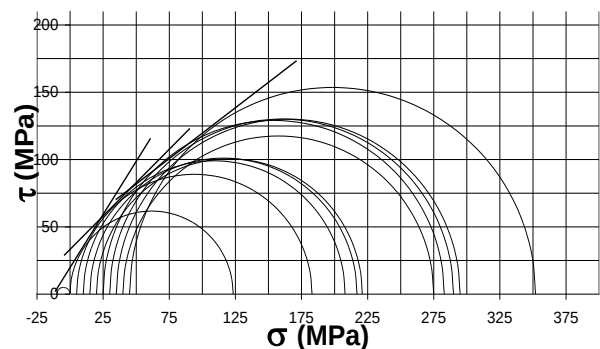


Figure 6 Evolution of the Mohr-Coulomb criterion with the confining pressure – Soignies Limestone

4.3 Cutting test

Tests have been conducted on a single cutter cutting device which allows to impose the depth of cut. The data acquisition and control software generate files containing horizontal and vertical force recorded at a sampling frequency of 100 Hz.

The specific energy is determined following the Detournay & Defourny cutting model (D-D model) (Detournay & Defourny 1992), as explained in 3.3.3.

4.3.1 Specific energy

The specific energy is plotted versus the depth of cut. Results on the Harmignies chalk are shown below for example (fig.7), but results for other rock are qualitatively similar.

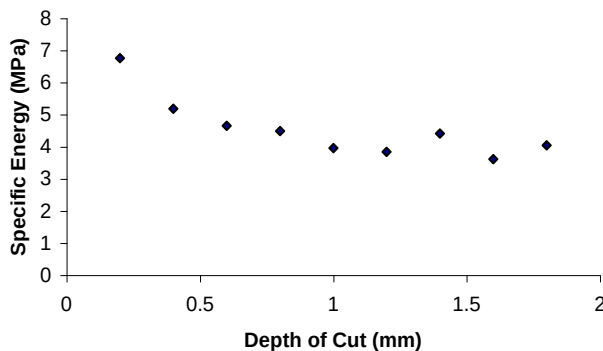


Figure 7 Specific energy vs. Depth of cut – Harmignies Chalk

Figure 7 shows that a minimum (and so an optimal depth of cut) appears on the experimental curve. This optimum depth of cut is obtained in the brittle failure mode. The usefulness of the specific energy appears clearly for reaching optimum cutting parameters (for example here, the depth of cut).

4.3.2 Specific energy determination

The way used in the D & D model (Detournay & Defourny 1992) to determine the specific energy is not suitable for all the cases. Actually, the model assumes that the volume destroyed is the same that the one developed by the cross-sectional area of the cut. So, the volume destroyed is under-evaluated in brittle mode because of the formation of craters caused by the shearing of chips (fig.8).



Figure 8 : Groove made by the cutter in the case of a ductile (a) and brittle (b) modes.

Another way to calculate the specific energy has to be used in brittle mode. Following the method used by Hustrulid & Fairhurst (1970) in the case of percussive drilling, it is necessary to calculate the work used for cutting by integrating the curve (Cutting force – displacement). The destroyed volume is determined by weighing the volume of paraffin (density = 0.79) which was poured into the groove.

This method reinforces the observation made in 4.3.1 that the minimum specific energy takes place in brittle mode.

4.3.3 Evaluation of some cutting models

Figures 9, 10 & 11 present the actual value of the cutting force determined on the cutting device as a function of the depth of cut. Minimal cutting forces calculated by Merchant, Evans & Murrel and Nishimatsu theory are compared.

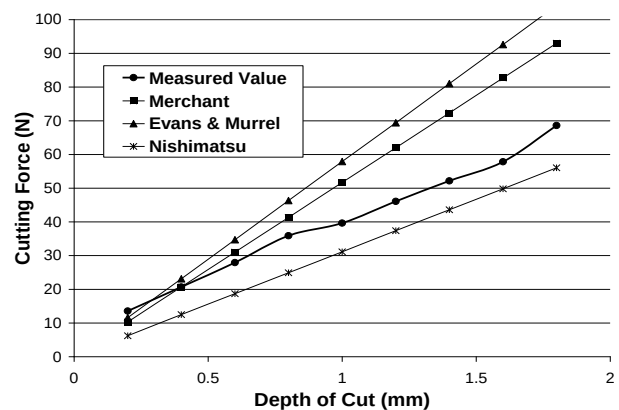


Figure 9 Measured cutting force compared to Merchant, Evans & Murrel and Nishimatsu models – Harmignies Chalk.

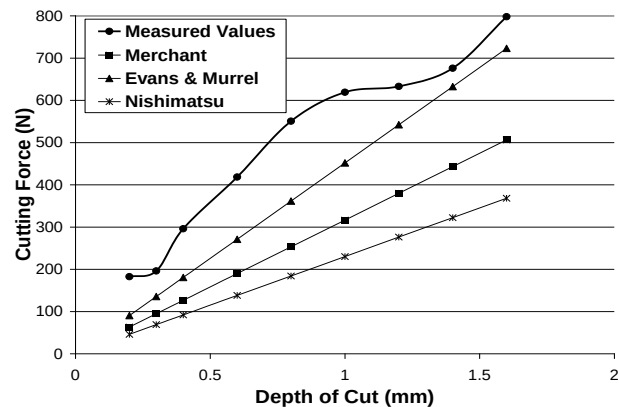


Figure 10 Measured cutting force compared to Merchant, Evans & Murrel and Nishimatsu models – Moca limestone.

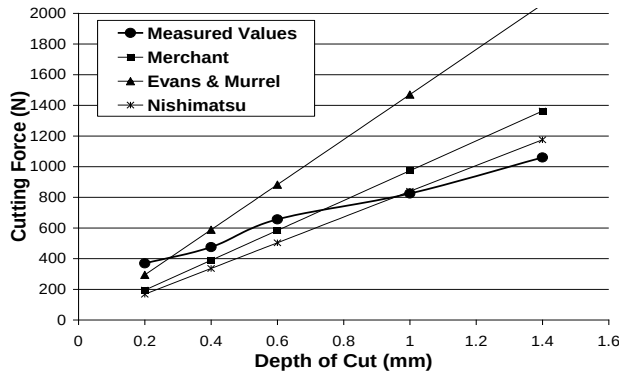


Figure 11 Measured cutting force compared to Merchant, Evans & Murrel and Nishimatsu models – Soignies limestone.

Some interesting results are observed. First, we can see that all the models give some results which are in the same order of magnitude than measured forces. We believe that the differences observed have two principal causes. First, all friction phenomena are neglected in the models. Secondly, all models showed a defined range of validity. In this way, it is interesting to notice that Merchant's model, which is for plastic behaviour, is more suitable for predicting cutting force in the case of Harmignies chalk. Nishimatsu's model is more efficient in the brittle mode (for the greatest depths of cut). Observations made with Evans & Murrel's model are not obvious.

The linear correlations (which are not presented in this paper) between the cutting force and the depth of cut, or between the cutting force and the thrust are very good. The correlation coefficient is always greater than 0.90.

4.3.4 Transition from ductile to brittle mode

Figure 12 shows, for example, the evolution of the mean force and the mean peak force with the depth of cut in the case of the Soignies limestone. With those evolutions, the "critical depth of cut" is determined (see point 3.1) for each rocks : 0.6 mm for the Soignies Limestone (fig.12), between 0.7 and 0.8 mm for Moca Limestone and 1.2 mm for the Harmignies Chalk .

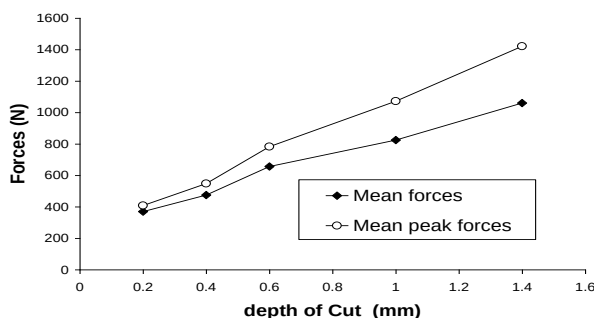


Figure 12 Ductile to brittle mode transition – Soignies Limestone

4.3.5 Hypothesis about the evolution of cutting process with the confining pressure

4.3.5.1 Evolution of the specific energy

According to the increase of the volumic energy of destruction (fig.5) and of the plastic behaviour of rock material with the confining pressure in compressive test, it is reasonable to propose an evolution of the specific energy with respect to the increase of volumic energy of destruction in a compressive triaxial or polyaxial test as follows :

$$(E_p / E_0) = [\sigma_{red}^p * \epsilon_{red}^p] / (\sigma_{red}^0 * \epsilon_{red}^0) \quad (12)$$

with E_p and E_0 the specific energy respectively for the confining pressure p and for atmospheric condition, σ_{red}^p and σ_{red}^0 the stress "reduced" respectively for the confining pressure p and atmospheric condition, and ϵ_{red}^p and ϵ_{red}^0 the corresponding strain. The term "reduced" means that the area delimited by the line OD'E' is equivalent to the area delimited by the experimental curve OABC (fig.13).

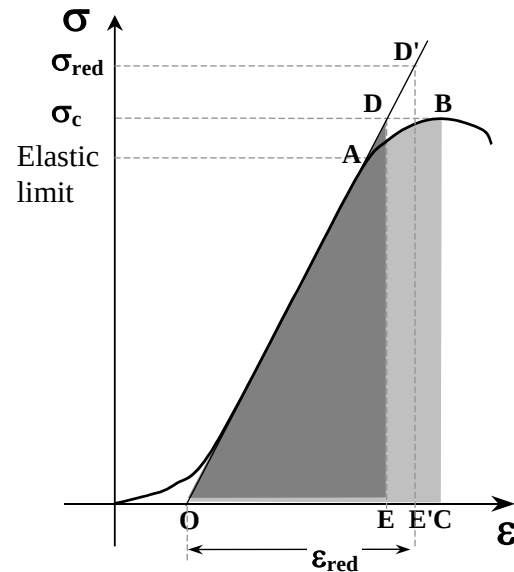


Figure 13 Determination of the "reduced" stress and strain on a typical triaxial or polyaxial curve.

4.3.5.2 Evolution of the minimal cutting force

It is quite obvious that the minimum cutting force will increase with the confining pressure. To predict this minimum cutting force, some results seem to be relevant. The Nishimatsu model seems to be efficient in brittle mode and, therefore, for the important depth of cut. Nevertheless, the increase of the plastic behaviour of rock with confining pressure

will probably increase significantly the depth of cut from which the brittle mode will appear (critical depth of cut). The merchant model would be then the most efficient for predicting the cutting force with typical depths of cut using cohesion values at the confining pressure determined in the Mohr's plan (fig.6).

4.3.5.3 Behaviour similarity

In compressive tests, the plasticity index C_p is defined as the energy used for breaking the rock divided by the energy used for the elastic strain, i.e. (fig.13) the area OABC divided by the area ODE. Therefore, the plasticity index is a quantitative image of the plastic behaviour of the rock : $C_p = 1$ for the perfectly elastic rock with brittle failure, and C_p increases with rocks plasticity. The C_p values in atmospheric conditions for the 3 experimental rocks are :

Soignies Limestone : 1.36
Moca Limestone: 1.77
Harmignies chalk : 4.13

Table 2 shows the evolution of C_p with confining pressure computed based on triaxial and polyaxial tests for the Soignies Limestone and the Moca Limestone. This evolution suggests that a behaviour similarity could be used for studying cutting processes. For example, we can observe (table 2) that the plasticity ratio for the Harmignies Chalk in atmospheric condition is the same than Moca Limestone ratio for a confining pressure of 35 MPa. In this way, it could be possible to anticipate the rock behaviour in cutting under confinement by testing a rock with similar behaviour in atmospheric conditions.

Table 2 Evolution of the plasticity index with confining pressure : (a) Soignies Limestone (with triaxial tests results) – (b) Moca Limestone (with polyaxial tests results)

(a)			(b)		
σ_2 & 3	Plasticity		σ_3	σ_2	Plasticity
(MPa)	Index		(MPa)	(MPa)	Index
0	1.2			1	1.2
2	1.1		0	2	1.9
4	1.4			3	2
6	1.6			6	2
8	1.3		5	8	2.4
10	1.5			10	1.6
15	1.5			17	2.8
20	1.5		15	20	2.5
25	1.6			24	2
30	1.9			27	3.1
35	1.8		25	30	3
45	1.9			36	2.5
50	2.1			37	3.3
55	2.1		35	45	4.4
60	2			60	3.2

5 CONCLUSION

Using uniaxial and triaxial (or polyaxial) tests and cutting tests in atmospheric conditions, specific energy concept and existing cutting models were focused and discussed. The following conclusions can be made :

- The usefulness of the specific energy in optimising cutting parameter (e.g. depth of cut) by minimising is obvious.
- The specific energy determination in cutting test must be carefully made in order to take into account chipping effect in brittle mode.
- Cutting models studied in this paper are efficient in predicting an order of magnitude of the cutting force necessary for cutting processes. The precision seems to increase for Nishimatsu's model in brittle mode and for Merchant's model in ductile mode.
- Correlations based on drilling parameters are verified with a high correlation coefficient.
- According to the observations made on the evolution of rock behaviour with confining pressure, it is proposed to estimate specific energy at confinement p by multiplying the specific cutting energy in atmospheric condition by the ratio of the energy at rupture in compressive test at confinement p by the energy at rupture in atmospheric conditions.
- The evolution of the plasticity index with confining pressure suggests to make a behaviour similarity studying a "behaviourly similar" rock in atmospheric conditions for anticipating the behaviour of a certain rock under confining pressure.

It is necessary to use single cutter test under confining pressure in order to validate these two assumptions.

6 REFERENCES & BIBLIOGRAPHY

- Brych, J. 1969. *Considérations sur les propriétés physico-mécaniques des roches et sur l'utilisation de leurs résultats par l'étude du forage*. Rapport de recherche, Faculté Polytechnique de Mons.
- Dagrain, F. 2001. *Influence of the cutter geometry in rock cutting: an experimental approach*. Master of science thesis, University of Minnesota.
- Detournay, E. & Defourny, P. 1992. A phenomenological Model for the drilling action of drag bits. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* (Vol. 29, N°1, pp. 13-23).
- Glowka, D.A. 1986. The use of single-cutter Data in the analysis of PDC bit designs. Society of Petroleum Engineer (SPE 15619).
- Glowka, D. A. 1989. Use of single-cutter data in the analysis of PDC bit designs : part 1 - Development of a PDC cutting force model. *JPT* (August 1989 pp. 797-799 & 844-849).

- Glowka, D. A 1989. Use of single-cutter data in the analysis of PDC bit designs : part 2 - Development and use of the PDCWEAR computer code. *JPT* (August 1989 - pp. 850-859).
- Hustrulid, W. A. & Fairhurst, C. 1970. A theoretical and experimental study of the percussive drilling rock. Part II : Force-penetration and specific energy determination. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* (Vol. 8, pp. 335-356).
- Legrain H., 1999. *Etude du mécanisme de destruction (fragile-ductile) d'une roche en fonction du confinement dans le cas du forage au moyen d'outils aux PDC. Essai sur la machine « Rock Strength Device »*. Travail de fin d'Etudes, Faculté Polytechnique de Mons.
- Ngoie Nsenga. 1989. *Contribution à l'étude des relations fondamentales entre l'outil et la roche dans le découpage et le forage rotatif. (Etudes théorique et expérimentale dans le cas des outils à lames)*. Thèse de Doctorat - Faculté Polytechnique de Mons.
- Nguyen Minh 1983. *Contribution à l'étude de la taille des roches*. Publications du centre de formation postuniversitaire en forages profonds, techniques exploratoires et mécanique des roches, Département Mines-Géologie, Faculté Polytechnique de Mons .
- Teale, R. 1965. The concept of specific energy in rock drilling . *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* (Vol. 2, pp. 57-73), Pergamon Press .
- Richard T. 1998. *Determination of rock strength from cutting tests*. Master of science thesis, University of Minnesota.
- Tshibangu Katshidikaya, J.-P. 1994. *Etude des effets du confinement sur le comportement mécanique des roches pour application au calcul des ouvrages souterrains. Développement d'un appareil de compression polyaxiale* Thèse de Doctorat - Faculté Polytechnique de Mons.
- Zijssling, D.H. 1987. *Single cutter testing – A key for PDC bit development*. Society Of Petroleum Engineers (SPE 16529/1).

Bomlu kazı makinaları kesici kafalarının performans ve dinamik analizlerinde kullanılan bir bilgisayar programı

A computer programme employed performance and dynamic analyses of boom tunnelling machines

Ö. Acaroğlu

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği, İstanbul

ÖZET: Bu bildiride, bomlu kazı makinaları (roadheaders) kesici kafalarının performans analizini yapan bir bilgisayar programı tanıtılmıştır. Bu analizde, bom kuvvetleri, kesici kafanın tork ve güç gereksinimi ve bunlara ait değişimler (titreşimler) hesaplanmaktadır. Program, kesici kafa tasarım parametreleri ve Earth Mechanic Institute (EMI) / Colorado School of Mines (CSM)'ın bomlu kazı makinaları kesici kafa performans analiz methodu baz alınarak yazılmıştır. Bu yöntemle, kesici kafa saplanma derinliği, kesme derinliği-keski kuvvetleri ilişkisi ve tasarım parametreleri verilen bir kesici kafanın, yaklaşık performans tahmini ve dinamik analizi yapılabilmektedir. Ayrıca, çeşitli tasarım değişiklikleri de analiz edilerek, verilen kayaç için optimum kesici kafa tasarımı elde edilebilmektedir.

ABSTRACT: In this paper, a computer program that analyse the performance of a roadheader cutting head is described. In this analysis; boom forces, its torque and power requirements and as well as the variations (vibrations) are calculated, while the cutting head rotating. The program is written on the basis of cutting head design principles and the roadheader cutting head performance analysis method developed by Earth Mechanics Institutes (EMI) / Colorado School of Mines (CSM). Hence, a rough performance prediction and dynamic properties can be obtained using input parameters of sumping depth of the cutting head, a cutting depth-cutter forces relation and its other design parameters. In addition to performance prediction, the design alternatives of the head can be analysed to reach the optimum design, for a given rock type.

1 GİRİŞ

İnşaat ve madencilik sektörlerinde, en yaygın kullanılan kazı makinalarından biri, bomlu kazı makinaları (BKM)'dir. Bu makinalarda kesme işlemi, bir kesici kafada kesme dizileri oluşturacak şekilde, yan yana yerleştirilen keskinin ortak hareketi ile gerçekleştirilmektedir. Verimli kesmenin sağlanabilmesi için; keskinin, kafaya yerleştirilirken tasarım prensiplerine uyulması gerekmektedir. Bu prensipler uzun araştırmalar sonucu elde edilmiş olup, araştırmalarda verimli kesmenin yanı sıra, kafa titreşimi de minimuma indirilmeye çalışılmıştır. Titreşim problemi, keskinin ve diğer makina aksamalarının erken yıpranmasına neden olmakta ve net kazı süresini uzatmaktadır.

Kazı makinalarının seçiminde, kesici kafaların kazı yapılacak kayaç tipi için uygunluğunun analiz edilmesi gerekmektedir. Analizlerde yapılan

hesaplamalar uzun işlemler gerektirdiği için, genellikle bilgisayar programları kullanılmaktadır. Bu programlarda, kesici kafa tasarım parametreleri, kafanın arına saplanma derinliği ve kesme derinliği-keski kuvveti ilişkileri giriş parametreleridir. Çıkış parametreleri olarak, kesici kafanın her 2° lik dönüşünde, bom kuvvetleri, tork ve güç parametreleri elde edilmektedir. Böylece, kafanın tam bir dönüşünde (360°), bu parametrelere ait değişimler (titreşimler) elde edilmiş olmaktadır. Yazar tarafından bu işlemleri gerçekleştiren bir program, C++ programlama dili kullanılarak yazılmıştır (Acaroğlu 1996).

Bomlu kazı makinaları, kesici kafa dönme eksenlerinin bom eksenine göre konumları göz önüne alınarak sınıflandırılmaktadır: Dönme eksenini bom eksenine paralel olanlar (BEP tipli) ve dönme eksenini bom eksenine dik olanlar (BED tipli). Kesme moduna bağlı olarak, keskinin hareketleri ya

dairesel veya helisel olmaktadır (Hekimoğlu 1991). BEP tipli kafalarda, arına girme modunda keski helisel, arını tarama modunda ise dairesel hareket etmektedir. BEP tipli kafalarda ise tersi söz konusudur. Her iki kafa tipi için, performans analiz programı yazılmış olmakla birlikte, benzer hesaplamalar yapıldığından, örnekler sadece BED tipli kesici kafalara ait program üzerinde gösterilmiştir. Örneklerde kullanılan kesici kafa ve kayaç tipi verileri, EMI ve CSM tarafından gerçekleştirilen bir projeden alınmıştır (Rostami vd. 1993).

2 KESİCİ Kafa TASARIM PARAMETRELERİ

Kesici kafa tasarım parametreleri, analiz için önemli olduğundan, bu tasarım parametrelerinden ve bunların performansa etkilerinden aşağıda kısaca bahsedilmektedir.

2.1 Keski Arası Yanal Uzaklıklar

Kesici kafa üzerindeki bir keski için iki tane yanal uzaklık parametresi vardır. Bunlar, S ve S_L parametreleridir. S , bir kesme dizisinde yan yana yerleştirilmiş iki keskinin merkezlerinden itibaren aralarındaki uzaklıktır. Keski kuvvetlerinin büyüklerini, kesme derinliği ve S parametresi belirlemektedir. Keski aralığı arttıkça kuvvet artacak, spesifik enerji ise önce hızlı sonra daha yavaş azalacaktır (Hurt ve MacAndrew, 1981).

Hat aralığı olarak bilinen S_L ise, kesici kafada diziler dikkate alınmaksızın kafanın bütünü göz önüne alındığında, iki komşu keski arasındaki uzaklıktır. S ve S_L arasındaki ilişki, kesme tipinin belirlemesi açısından önemlidir. $S_L = S$ olması durumunda, hat başına iki keski düşer ve buna oluk derinleştirme kesmesi adı verilir. $S = 2S_L$ şeklinde olan dizilimde ise, hat başına bir keski düşmektedir ve bu kesmeye yardımcı kesme denir. Oluk derinleştirme kesmesinin verimsizliğine dair birçok çalışma vardır. Verimli kesme için, hat başına düşen keski sayısı en fazla dizi sayısının yarısı kadar olmalı ve yanal uzaklıklar her bir keskiye eşit yük düşecek şekilde dağıtılmalıdır (Hurt 1980, Hurt & MacAndrew, 1981).

2.2 Keski Arası Çevresel Uzaklık

Keskilere eşit yük dağılımını sağlamak amacıyla dikkate alınması gerekli parametrelerden bir diğeri,

keskiler arası çevresel uzaklıktır. Bu konu Hekimoğlu tarafından araştırılmış ve çevresel uzaklık, kesici kafa dönme eksenine dik düzlem içerisinde, keski arasındaki açısal uzaklık olarak tanımlanmıştır (Hekimoğlu & Fowell. 1991). Çevresel uzaklık parametresi de iki tiptir. C_s , aynı dizide komşu iki keski arasındaki çevresel uzaklık; C_n ise, bütün kafa göz önüne alındığında, komşu iki keski arasındaki çevresel uzaklıktır. Eşit olmayan çevresel uzaklıklar kesici kafanın dengesini olumsuz etkiler. Hekimoğlu tarafından, hat başına bir keski düşen iki ve üç dizili kafalarda, eşit çevresel uzaklıklar açısından, bir sınıflandırma yapılmıştır (Hekimoğlu & Fowell 1991).

2.3 Keski Eğim Açıları

Bir keskinin eğim açısı (α), kafa dönme eksenine dik düzlem ile keski eksen arasındaki açıdır. Eğim açısı, tek başına keski kuvvetlerinin değişimine neden olmakta, ayrıca açı değiştiğinde kesici kafanın çapı değişeceğinden, tork değerleri de etkilenmektedir (Hekimoğlu 1986). Kafanın burun kısmındaki en son keski köşe kesici, diğerleri normal keski olarak adlandırılır. Normal keskilerde spesifik enerji değeri, α arttıkça önce yavaş, burun kısmına doğru ise ani artışlar göstermektedir. Köşe kesicide ise, 60° - 70° ye kadar hızla düşmekte, sonra aniden yükselmektedir (Hekimoğlu 1984).

3 KESİCİ KAFANIN PERFORMANSINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

3.1 Kesme Derinliği

Kesici kafa üzerindeki her bir keskinin kesme derinliği, kesici kafa tipine ve kesme moduna bağlı olarak değişmektedir. Eğer kesme dizileri arasında mesafeler eşit ise, maksimum kesme derinliği (d_{max}) Eşitlik 1'den hesaplanır (Hurt & MacAndrew 1981).

$$d_{max} = \frac{U}{n} \quad (1)$$

d_{max} = Maksimum kesme derinliği, (mm)
 U = Kesici kafanın bir dönüşteki ilerleme miktarı, (mm/sn)
 n = Kesme dizisi adedi

Geliştirilen programlarda, keskilerin kesme derinliği (d); BEP tipli kafa arına girme modunda, BED tipli

kafa ise arını tarama modunda iken eğim açısına bağlı olarak Eşitlik 2 ile hesaplanmaktadır. Bu, keskinin daima maksimum kesme derinliğinde kesme yapacağını göstermektedir. BEP tipli kesici kafa arını tarama, BED tipli kafa ise arına girme modunda iken keskinin kesme derinliği ise, Eşitlik 3 ile hesaplanmıştır. Bu durumda, kesici kafa döndükçe, konum açısı (θ) sürekli değişeceğinden keskinin kesme derinliği de değişecektir.

$$d = d_{max} \cdot \sin(\alpha) \quad (2)$$

$$d = d_{max} \cdot \cos(\alpha) \cdot \cos(\theta) \quad (3)$$

3.2 Keski Kuvvetleri ve Spesifik Enerji

Bir keski kesme yaparken, üç kuvvet bileşeninin etkisinde kalır. Bunlar, kesme doğrultusunda etkiyen kesme kuvveti (F_C), kesme doğrultusuna dik yönde etkiyen normal kuvvet (F_N), ve F_C ve F_N 'nin bulunduğu düzleme dik olarak etkiyen yanal kuvvet (F_S)'dir. F_C kesme gücünü belirlemekte, F_N ise, keskiyi istenilen derinlikte tutmak için gerekli kuvveti ifade etmektedir.

Kesme kuvvetlerinin belirlenmesi için çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Lineer kesme deneyleri bunların başında gelmektedir. Buna alternatif olarak, kayaçların fiziksel özelliklerine bağlı olarak geliştirilen çeşitli eşitliklerden biri kullanılabilir. Deney yapma olanağı yoksa, kesme teorileri kullanılabilir (Rostami vd. 1993).

Bu bildiride sunulan örnekte; EMI ve CSM tarafından, tüfitler için yapılan lineer kesme deneylerinin sonuçları kullanılmıştır. Deneylerden elde edilen derinlik- F_N arasındaki ilişki, Eşitlik 4'de verilmiştir. F_C değeri, keski sabitiyle (tüfitler için 0.5 ile 0.6 arası) elde edilmiştir (Rostami vd. 1993).

$$F_N = Ad^b \quad (4)$$

F_N = Normal keski kuvveti (kN),

d = Kesme derinliği (mm)

A, b = Eğri sabitleri

Spesifik Enerji (SE), birim hacim kayacı kesebilmek için gerekli olan enerji olarak tanımlanır. Kesme verimliliğinin belirlenmesinde önemi büyüktür. Verilen kesme şartları ve makina gücü için yüksek spesifik enerji, birim hacim kayacı kesmek için fazla enerji harcanmasından dolayı düşük üretim demektir.

Programda, bir kafanın SE değeri, tek tek keskinin SE değerlerinin toplamı alınarak hesaplanmaktadır. Keskinin kazdıkları hacim; keskinin arası mesafe, konum açısı ve kafanın kesme sektörü parametresi kullanılarak hesaplanmaktadır.

3.3 Bom Kuvvetleri

Kesici kafayı taşıyan elemanlara etkiyen bom (dingil) kuvvetleri, kafanın dönme eksenini üzerinde etkin olmaktadır. Keski kuvvetlerinin, kesici kafa dönerken sabit kalan birbirine dik üç eksene indirgenmesiyle elde edilir. Hazırlanan programda Z eksenini, kesici kafanın dönme eksenini olarak kabul edilmekte, X ve Y bu eksene dik düzlemlerde yeralan birbirine dik eksenler olarak alınmaktadır. Bu eksenler boyunca etki eden bom kuvvetlerine F_x , F_y ve F_z kuvvetleri denilmiştir. BED tipli kesici kafada, arına girme ve arını tarama modlarının her ikisi için F_x , itme kuvveti; F_y , aşağı yukarı kesme kuvveti; F_z , tarama kuvvetidir. BEP tipli kesici kafada da dönme eksenini Z eksenini olarak kabul edilip, hesaplamalar buna göre yapılmaktadır.

Geliştirilen bilgisayar programında, F_x , F_y , F_z kuvvetlerini hesaplayan formüller, Eşitlik 5'de verilmiştir (Rostami vd. 1993).

$$F_x = \sum_i^n F_{N_i} \cdot \cos \alpha_i \cdot \cos \theta_i + F_{C_i} \cdot \sin \theta_i - F_{S_i} \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \theta_i \quad (5.1)$$

$$F_y = \sum_i^n F_{N_i} \cdot \cos \alpha_i \cdot \sin \theta_i + F_{C_i} \cdot \cos \theta_i - F_{S_i} \cdot \sin \alpha_i \cdot \sin \theta_i \quad (5.2)$$

$$F_z = \sum_i^n F_{N_i} \cdot \sin \alpha_i - F_{S_i} \cdot \cos \alpha_i \quad (5.3)$$

α = Keski eğim açısı (derece)

θ = Keski konum açısı, (derece)

F_N = Normal keski kuvveti, (kN)

F_C = Kesme keski kuvveti, (kN)

F_S = Yanal keski kuvveti, (kN)

i = Keski indeksi

n = Kayaçla kontak halindeki keski sayısı

3.4 Kesici Kafa Tork ve Güç Gereksinimi

Programda, keski kuvvetleri ve keskinin X, Y, Z eksenlerine göre bulundukları konumlar

kullanılarak, uzaysal momentler hesaplanır. Her bir keskinin M_x , M_y , M_z moment elemanları Eşitlik 6'deki matrisle bulunur.

$$M = \begin{bmatrix} i & j & k \\ X & Y & Z \\ F_x & F_y & F_z \end{bmatrix} = M_{x_i} + M_{y_i} + M_{z_i} \quad (6)$$

M_z moment değeri, kesici kafanın tork değerini verir. Tork değerini kullanarak güç gereksinimi ise, kW cinsinden Eşitlik 7'e göre hesaplanmaktadır.

$$Güç = 2 \pi n T \quad (7)$$

n = Kesici kafanın saniyede dönme sayısı,
 T = Kesici kafanın tork gereksinimi, (kNm)

3.5 Kesici Kafa Stabilitesi

Kayaçların kesimi sırasında, kesme kuvvetleri devamlı alçalma ve yükselme gösterir. Ayrıca, keskinler kesici kafaya uygun şekilde yerleştirilmedikleri takdirde, oldukça yüksek titreşimler meydana gelir. Kesici kafada keski sayısı arttıkça, titreşimler düşerken, kesme derinliğinin azalmasından dolayı verimsiz kesme söz konusu olacaktır. Programda bu analiz, bir tam (360°) dönüş için güç, bom kuvvetleri ve kayaca giren keski sayısı değişimi incelenerek yapılmaktadır.

4 KESİCİ KAFALARIN PERFORMANS VE DİNAMİK ANALİZLERİNDE KULLANILAN BİLGİSAYAR PROGRAMI

Geliştirilen programda, kullanılan kesici kafa parametreleri şunlardır; Her bir keskinin eğim ve konum açısı, arına girme ve arını tarama profillerinde keskinler arası uzaklık, hat başına düşen keski sayısı, toplam keski sayısı, kesici kafanın maksimum çapı ve bu çap üzerindeki keski numarası, arına girme ve tarama modlarında arına saplanma derinliği ve bu modlarda kesici kafanın bir dönüşteki ilerleme miktarıdır. Program, kesici kafa parametrelerini bir giriş dosyasından almaktadır. 44 tane kalem uçlu keskiye sahip, BED tipli Voest-Alpine AM-75 kesici kafasına ait parametrelerin dosyası, Çizelge 1'de verilmiştir. Parametreler kullanılarak, kafanın keski dizilim diyagramı,

yandan ve önden görünüşü çizilir. Şekil 1a'da, AM-75 kesici kafasının kesme diyagramı görülmektedir. Bu şekil, keskinler arası çevresel uzaklık (dikey eksen) ve keskinler arası yanal uzaklık (yatay eksen) değerlerine göre çizilmiştir. Bu şekilden, her bir keskinin kestiği alanın kesitini görmek mümkün olmaktadır. Şekil 1b kesici kafanın önden görünüşü, Şekil 1c yandan görünüşüne aittir. Bu şekillerden, keskinlerin kayaç içerisindeki pozisyonları ve kesme sektörleri gözlemlenebilmektedir.

Kesici kafa döndükçe, keskinler arası çevresel uzaklığa bağlı olarak, kayaca giren ve kayacı tarama keskinler olmaktadır. BKM'de keskinlerin kayaç içerisinde izledikleri çevresel mesafenin açısal değerine kesme sektörü denilmektedir. Bir keski kayaca girdikten sonra, kesme sektörü boyunca kayacı keserek kayacı tarama keskin olarak ayrılır. Silindirik şekilli bir kafa için, kesme sektörü kafa boyunca sabittir. Fakat bomlu kazı makinaları kesici kafaları genellikle silindirik değildir ve her bir keskinin kesme sektörü farklı olacaktır. Bir keskinin kesme sektörü (ϕ), açısal olarak, Eşitlik 8'e göre hesaplanmaktadır.

$$\phi = \text{Arc cos} \left(\frac{R - D}{R} \right) \quad (8)$$

R = Keski kesme yarıçapı, (mm)
 D = Keski saplanma derinliği (sumping depth), (mm)

Çizelge 1'de görülen, maksimum saplanma derinliği, kesici kafanın en büyük çapında yer alan yani en dışta bulunan keskinin saplanma derinliğidir. Buradan, diğer keskinlerin saplanma derinlikleri, keskinler arası yanal uzaklıklar kullanılarak bulunur. Bu şekilde, kesici kafanın herhangi bir konum açısında ve saplanma derinliğinde, kayaçla kontak halindeki keski sayısı bulunacaktır.

Kesici kafanın her 2° 'lik dönüşünde, kayaçla kontak halindeki keskinlerin, arına girme ve arını tarama modlarında iken; kesme derinlikleri, keski kuvvetleri, bom kuvvetleri ve tork değerleri Bölüm 3'de verilen eşitliklerle hesaplanır. Dolayısıyla, bir tam dönüş sonunda toplam 180 adet bom kuvveti (F_x , F_y , F_z için), tork (M_x , M_y , M_z için) ve kayaçtaki keski sayısı değerleri elde edilmektedir. AM-75 kesici kafasına ait bu 180 değerden, 11 tanesi Çizelge 2'de verilmiştir. Uygulamada, F_x itme kuvveti, F_z tarama kuvveti ve güç hesabında kullanılan M_z tork parametresi önemlidir. Bu nedenle, Çizelge 2'de bu parametrelere ait değerler

verilmiştir. Aynı işlemler arına girme modu içinde yapılır.

180 adet değerin ortalaması, Çizelge 2' nin 3. satırında verilmektedir. Bu değerler, mekanik kayıplar da gözönüne alınarak, makina kapasitesiyle karşılaştırılırsa, makinanın bunları karşılayıp karşılayamayacağı belirlenebilmektedir.

Parametrelerin değişimi ise, her bir parametrenin standart sapması ve değişim yüzdeleri ((standart sapma / ortalama değer) * 100) ile ifade edilmektedir.

Parametrelerin standart sapması ve değişim yüzdeleri Çizelge 2' nin 4. ve 5. satırında

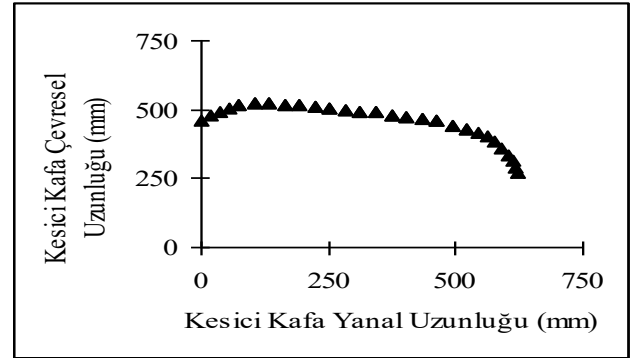
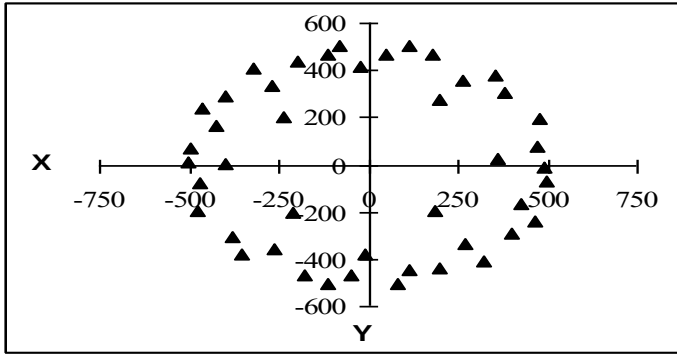
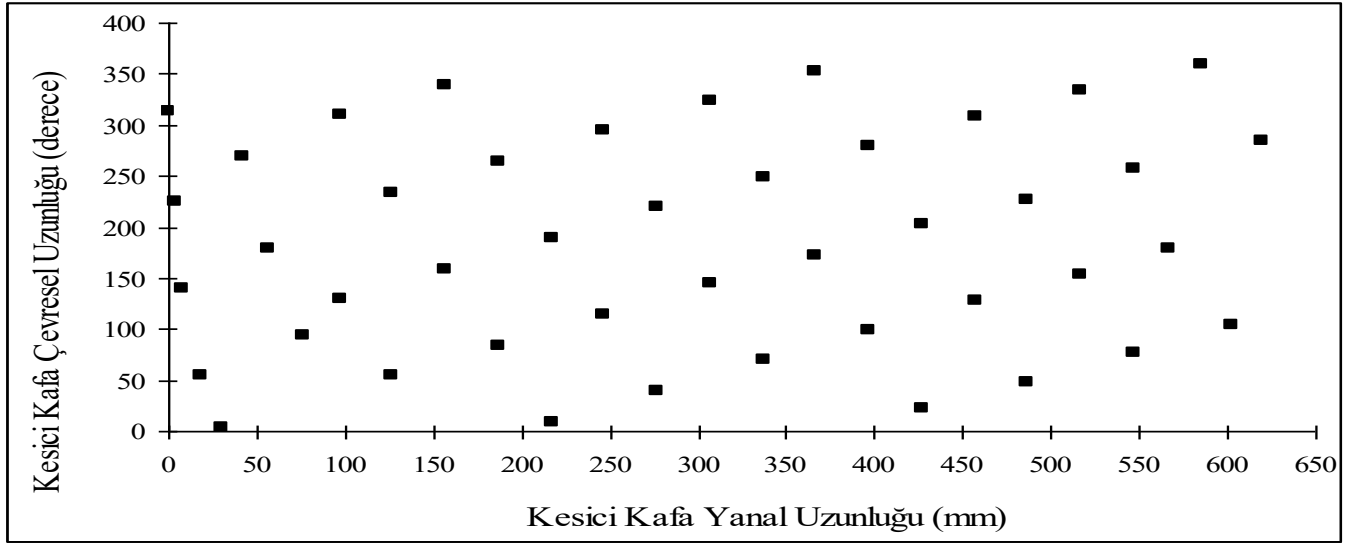
görülmektedir. Parametrelerin değişim aralığını veren minimum ve maksimum değerler ise, çizelgelerin 6. ve 7. satırında gösterilmiştir. Bunlar, genel olarak makinanın stabilitesi hakkında bilgi vermektedir.

Her bir parametrenin değişimi (titreşimi), kafanın konum açısına bağlı olarak, grafiklerle gösterilir. Arını tarama modunda, AM-75 kesici kafası döndükçe; itme kuvveti, tarama kuvveti, güç ve keski sayısındaki titreşimler, sırasıyla, Şekil 2, Şekil 3, Şekil 4, Şekil 5'de gösterilmiştir.

Çizelge 1 Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa tasarım parametrelerinin girildiği dosya örneği

		Arına Girme Modu		Arını Tarama Modu	
Keski Sayısı	44	Saplanma Derinliği	150 mm	Saplanma Derinliği	400 mm
Kafa Çapı	1040 mm	Kesme Derinliği	5 mm	Kesme Derinliği	15 mm
Konum Açısı	0 derece				
En uçtaki keski	38. keski				

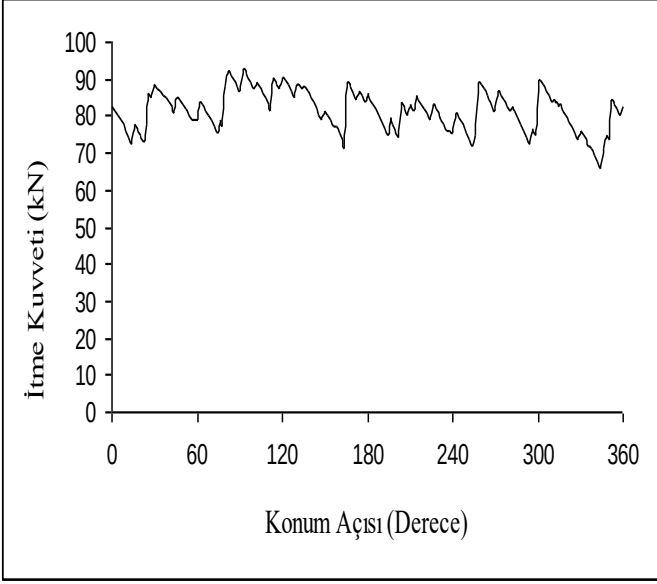
Keski No	Dizi Sayısı	Eğim açısı (derece)	Konum Açısı (derece)	Arına Girme modunda Yanal Uzaklık (mm)	Arını Tarama Modunda Yanal uzaklık (mm)
1	1	65	320	0	0
2	1	60	230	4	20
3	1	55	146	4	22
4	1	50	60	10	25
5	1	45	10	12	25
6	1	40	275	12	20
7	1	35	185	15	20
8	1	30	99	20	14
9	2	25	135	20	14
10	2	25	315	0	0
11	2	22.5	60	30	14
12	2	22.5	240	0	0
13	2	20	165	30	14
14	2	20	345	0	0
15	2	18	90	30	10
16	2	18	270	0	0
17	2	16	195	30	7
18	2	16	15	0	0
19	2	14	120	30	7
20	2	14	300	0	0
21	2	12	225	30	7
22	2	12	45	0	0
23	2	10	150	30	5
24	2	10	330	0	0
25	2	8	255	30	5
26	2	8	75	0	0
27	2	6	178	30	5
28	2	6	358	0	0
29	2	4	285	30	5
30	2	4	105	0	0
31	2	2	28	30	5
32	2	2	208	0	0
33	2	1	134	30	5
34	2	1	314	0	0
35	2	1	53	30	1
36	2	1	233	0	0
37	2	-5	159	30	0
38	2	-5	339	0	0
39	2	-10	81	30	-5
40	2	-10	261	0	0
41	1	-25	185	20	-10
42	1	-35	5	18	-12
43	1	-45	110	18	-14
44	1	-55	290	17	-17



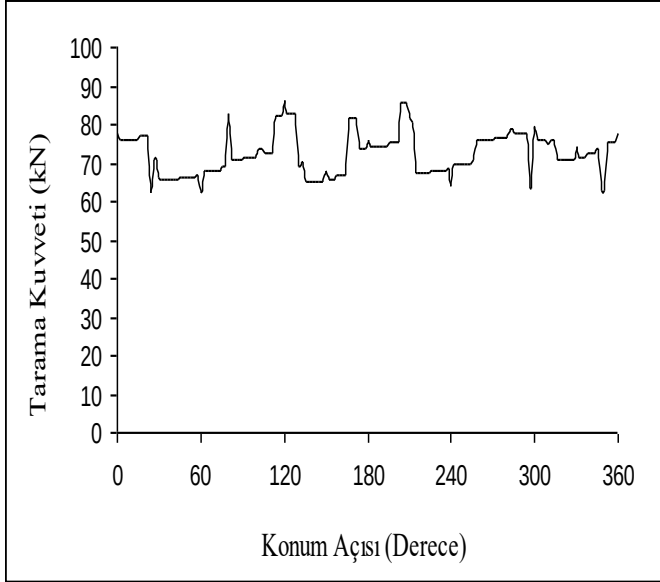
Şekil 1 Hazırlanan programda çizilen AM-75 kesici kafasının (a) keski dizilim diyagramı , (b) önden görünüşü ve (c) yandan görünüşü

Çizelge 2 Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 BKM nın arını tarama moduna ait analiz sonuçları

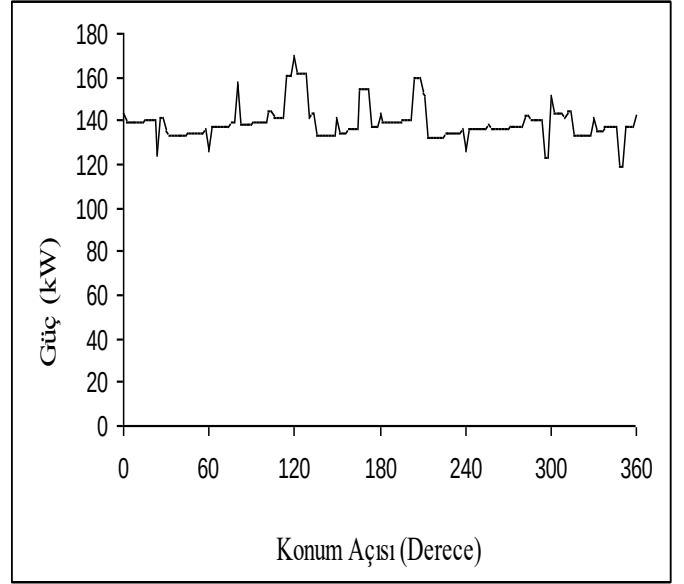
Çalışma Modu :		Tarama		Kesme Derinliği : 15	
Saplanma Derinliği :		400			
Ortalama	81.57	72.40	22.92	186.55	14.85
Standart Sapma	5.42	5.51	1.30	10.60	0.66
% Değişim	0.07	0.08	0.06	0.06	0.04
Maksimum	92.69	86.15	27.96	227.63	17.00
Minimum	65.95	62.16	19.53	158.99	14.00
Konum Açısı	İtme kuvveti (kN)	Tarama Kuvveti (kN)	Tork (kN-m)	Güç (kW)	Keski Sayısı
0	82.93	77.78	23.69	143.82	16
2	81.69	76.26	22.96	139.40	15
4	80.44	76.26	22.96	139.40	15
6	79.08	76.26	22.96	139.40	15
8	77.63	76.26	22.96	139.40	15
10	76.09	76.26	22.96	139.40	15
12	74.45	76.26	22.96	139.40	15
14	72.73	76.26	22.96	139.40	15
16	77.60	77.09	23.14	140.50	15
18	76.23	77.09	23.14	140.50	15
20	74.78	77.09	23.14	140.50	15



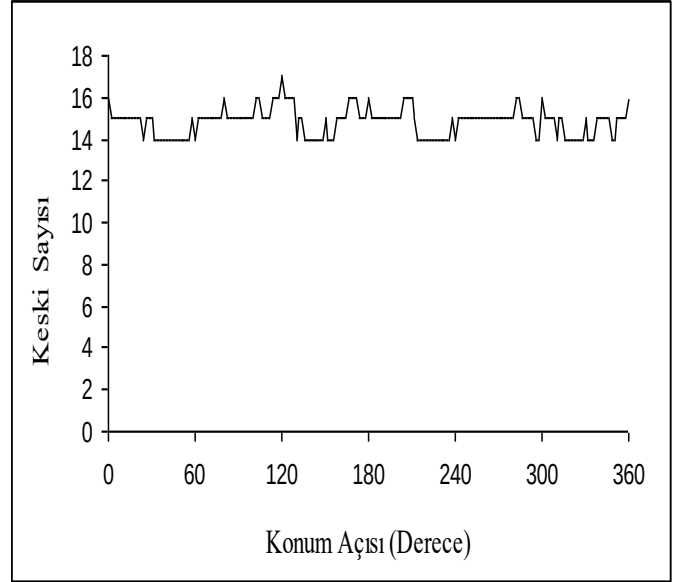
Şekil2 Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 BKM nın arını tarama modunda iken itme kuvveti değişimi



Şekil 3 Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 BKM nın arını tarama modunda iken tarama kuvveti değişimi



Şekil 4 Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 BKM nın arını tarama modunda iken güç değişimi



Şekil 5 Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 BKM nın arını tarama modunda iken keski sayısı değişimi

5 SONUÇLAR

Bomlu kazı makinaları kesici kafalarının performans ve dinamik analizlerinde bilgisayar programları kullanılarak, yaklaşık performans tahmini yapılabilmekte ve kesici kafa titreşimi hakkında bilgi edinilebilmektedir. BKM'ler seçilmeden önce böyle bir analizin yapılması, sonradan çıkacak sorunları (kapasite yetersizlikleri, düşük performans, titreşim problemleri vb.) önlemek açısından oldukça önemlidir. Bu programlar kullanılarak, tasarım değişiklikleri önerilebilmekte ve verilen kayaç için optimum kesici kafa tasarımı elde edilmektedir.

Bu çalışmada sunulan bilgisayar programı kullanılarak, tüfitler için, AM-75 BKM'si kesici kafasının 360°'lik dönüşü sonunda, kesme sektöründeki keski sayısı, kafa gücü ve bomun tarama ve itme kuvvetlerinin ortalama değerleri sırasıyla; 14.85 adet, 186.55 kW, 72.4 kN, 81.57 kN olarak bulunmuştur. Bunlara ait titreşim (değişim) değerleri ise; yüzde olarak sırasıyla; % 0.04, % 0.06, % 0.08 ve % 0.07'dir. Elde edilen güç ve bom kuvvetlerine ait değerler, AM-75 BKM'nin kapasitesini aşmayan değerlerdir; ancak titreşimleri azaltmak için, çeşitli kesici kafa tasarımları önerilebilir.

KAYNAKLAR

- Acaroğlu, Ö. 1996. *Bomlu Kazı Makinaları Tasarım Parametrelerinin incelenmesi*. Yüksek Lisans Tezi. İstanbul Teknik Üniversitesi, 113 s.
- Hekimoğlu, O.Z. 1984. *Studies in the Excavation of Selected Rock Materials with Mechanical Tools*. Ph.D. Thesis, University of Newcastle Upon Tyne, 342 pages.
- Hekimoğlu, O.Z. 1986. Galeri Açma Makinalarının Kesici Kafa Geometrisinin Makina Performansına Olan Etkileri. *Türkiye Kömür Kongresi*, sayfa 11-140.
- Hekimoğlu, O. 1991. Comparison of Longitudinal and Transverse Cutting Heads on A Dynamic and Kinematic Basis. *Mining Science and Technology*, Vol. 13, pp. 243-255.
- Hekimoğlu, O.Z. Fowell R.J. 1991. Theoretical and Practical Aspects of Circumferential Pick Spacing on Boom Tunnelling Machine Cutting Heads. *Mining Science and Technology*, Vol. 13, pp. 257-270.
- Hurt, K.G. 1980. Roadheader Cutting Heads: A Study of The Layout of Cutting Tools and A Rational Procedure for Design. *MRDE, Report No: 90*.
- Hurt, K.G. MacAndrew, K.M. 1981. Desining Roadheader Cutting Heads. *The Mining Engineer*, September, pp. 167-170.
- Rostami, J. Neil, D.M. Ozdemir, L. 1993. *Roadheader Application for The Yucca Mountain Experimental Study Facility, Project*, Colorado School of Mines. Earth Mechanics Institute, October, 122 p.

Use of artificial salt materials for large-scale laboratory cutting experiments

Yapay kayatuzu malzemelerinin büyük ölçekli laboratuvar kesme deneylerinde kullanılması

O.Z. Hekimoğlu

Dicle Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Maden Müh. Bölümü, Diyarbakır.

R.J. Fowell

University of Leeds, Department of Mining and Mineral Engineering, United Kingdom.

ABSTRACT: This paper describes the use of artificially made salt materials as a medium for natural Rock Salt for large-scale laboratory cutting trials employing an actual tunneling machine. Rock Salt aggregates of varying size were cast and cured at different mix proportion using two methods of compaction. A series of laboratory trials were carried out at different curing periods in an effort to determine the cutting characteristics along with the mechanical and physical properties of the materials. It was found that the artificial materials can be used as a medium for large-scale cutting investigations three or four months after casting despite some scattered results exhibited by the natural Rock Salt. Compaction of the mixes by vibration was further emphasized to be the best-suited method for the scope of the investigations.

ÖZET: Bu bildiride gerçek galeri açma makinasının kullanıldığı laboratuvar kesme deneyleri için doğal kayatuzunun yerine yapay kayatuzunun kullanılması konusu anlatılmaktadır. Çeşitli tane boyundaki kayatuzu parçaları değişik oranlarda hazırlanarak iki yöntemle yoğun hale getirilmişlerdir. Bu malzemelerin kesme, mekanik ve fiziksel özelliklerinin saptanması amacı ile belirli aralıklarla bir dizi laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Doğal kayatuzundan elde edilen kesme verilerinin bazı dağınık sonuçlarına karşın, yapay malzemelerin hazırlanışından üç veya dört ay sonra kullanılabilecekleri anlaşılmıştır. Karışımların titreşim yoluyla yoğunlaştırılmalarının ise amaca uygun en iyi yöntem olduğu vurgulanmıştır.

1 INTRODUCTION

Fundamental studies in laboratory rock cutting have contributed considerable insight to the aspects of rock excavation system design. However the results of the previous works do not fully meet the needs for the practical development of rock cutting machines, since the majority of this research was based on the tests conducted on flat rock surfaces using linear cutting rigs. In-situ trials can be an ideal approach in this respect but it emerges to be costly; alternatively, laboratory studies through the use of actual machines will be very realistic. In the latter case, though initial capital and maintenance cost, i.e. rock sample preparation may be higher, the experimental procedure is however more likely to provide simultaneous measurements of several variables in a short period of time. Accordingly, laboratory rock cutting research conducted with the actual machine, which is adapted to laboratory condition, emerges to be very advantageous if rock sample preparation is not costly.

In the Department of Mining Engineering of the University of Newcastle Upon Tyne (England), a Dosco Mk 2A type roadheader cutting rig was constructed and instrumented for large-scale rock cutting trials. One of the major research which had been planned to be undertaken with this rig was that investigating the performance of boom type roadheaders when cutting evaporate rocks in particular with Rock Salt. The large blocks of rock specimen required for the trials of this type were however found to be expensive to obtain. It was then decided to use artificially made materials as a medium for the original rock that was intended to be cut. For this reason natural Rock Salt aggregates bonded with cement were found to be the most suitable material as they were widely available.

This paper deals with the investigations on finding an appropriate artificial salt material which has a similar cutting characteristic to that of natural Rock Salt for large scale laboratory rock cutting trials. Several salt materials with different Rock Salt

to cement ratios were cast and a series of cutting trials was carried out at regular intervals .The results were then compared with those obtained from natural Rock Salt. Furthermore a number of laboratory tests on the mechanical and physical properties of these materials were also conducted for comparison purposes. The latter tests were however not the main criterion for selection of the relevant material due to the fact that the cutting characteristics of a rock material were not solely related to its mechanical and physical properties.

2 PRELIMINARY CONSIDERATIONS IN SELECTING THE RELEVANT MATERIAL

The only economic method for formation of artificial Rock Salt materials appeared to be bonding Rock Salt aggregates by means of cements. The only research conducted on this aspect was found to be that of Foster, who was concerned with the mechanical strength of artificial Rock Salt materials from Meadowbank Rock Salt Mine, Cheshire, England (FORSTER, 1967). In that mine it was suggested that an artificial support should be introduced into the old cavities in an effort to maintain the stability. At first, concrete was intended to be used as a medium for artificial support. Rock Salt was, later thought to be the appropriate material likely to prove useful in establishing additional pillar or massive underground support, as it was the least expensive and most readily available aggregate at the mine. The term “Saltcrete” was then coined for concrete having a Rock Salt aggregate and the investigations were aimed at the mechanical properties of the material since saltcrete was intended as the support medium. Initially, a number of saltcrete specimens were cast at different mix proportions. The Rock Salt aggregates used, consisted of primary crushed and cutter dust materials. The maximum grain size of the primary crushed aggregates was taken at 38.1 mm. In this study, similar procedures to those which were described previously were employed for preparation and casting of the saltcrete (Forster 1967).

The salt to cement ratio is of significant importance as to mechanical properties and economic considerations. With reduced quantity of cement the cost of the specimen is likely to be low and hence a more homogenous material, due to the increasing proportion of the salt, can be achieved. However, reducing the cement proportion in a particular mix would result in poor bonding of the aggregates hence presenting a material of crumbly

character. As a consequence, under the cutting action of a drag tool, the Rock Salt aggregates existing in such a material may effectively be gouged out rather than be cut. Saltcrete materials, having a moderate salt to cement ratios, were thought to be relevant to the objective of this work and thus, it was decided to prepare and test three different mixture ratios and compositions initially and then select the most appropriate material (Table 1). Mixture 1 requires one type of Rock Salt aggregate, the cutter dust, which may provide more homogeneous material. With the mixtures 2 and 3 a more compact specimen was thought to be obtained, as the small salt particles tend to fill the gaps between the coarse ones. The aggregates were sampled in accordance with the British Standard Specifications and the details can be found elsewhere (British Standards Institution 1960).

Table 1 Rock Salt to Cement Ratios and Composition of the Mixtures.

SPECIMEN	MIXTURE RATIO	COMPOSITION
Saltcrete-1	5:1	Cutter dust : Cement
Saltcrete-2	4:2:1	Primary crushed : Cutter dust : Cement
Saltcrete-3	3:1.5:1	Primary crushed : Cutter dust : Cement

The compaction of the specimen was the important parameter that had to be considered. It is well established that the purpose of compaction in concrete is to reduce the air voids to a minimum and hence obtain as dense a mass as possible. Friction between particles of concrete and mould has the effect of reducing compaction and it is normally necessary to add more water than can combine with the cement. Excessive water would however form water voids, which reduces the strength of the material. It is preferable to use slightly too much water than to run the risk of inadequate compaction. In this study two methods of compaction were employed; namely, tamping with rods and vibration. With the former method it was possible to carry out specimen preparation locally i.e. on the testing rig. The act of vibration does not contribute to saltcrete any special properties, except that it normally provides a higher state of compaction than is attained by hand tamping.

The specimens were vibrated for 30 minutes at a frequency of 50 cycles per second on a vibratory table. The water to cement ratio of 0.45 was taken for hand tamped specimens and 0.35 for vibrated specimens. The specimen casts were stored at a temperature of 18°C and a humidity of 55 %. After three days they were removed from the boxes and then stored at the same curing conditions until time the for testing.

3 CUTTING CHARACTERISTICS, MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF SALTCRETE SPECIMENS

The cutting trials were conducted on the flat surface of the specimens by using standard tungsten carbide tipped chisel tools and point attack picks mounted on the dynamometer of a shaping machine. The forces acting on the cutter tools during cutting were received and transmitted through a triaxial dynamometer and then read on a UV chart recorder. Two force components were measured, the cutting force (F_c) and the normal (F_n) at a cutting depth of 5 mm. The debris collected was weighted and then divided by the cutting distance to obtain yield expressed in gr/cm for specific energy calculations. The specific energy used throughout this study is the work done per unit volume of rock material and defined in Mega Joules per cubic metre .The details of the cutting trials related to picks, shaping machine, instrumentation and the testing procedures are well beyond the scope of this paper and can be found elsewhere (Hekimoğlu 1984).

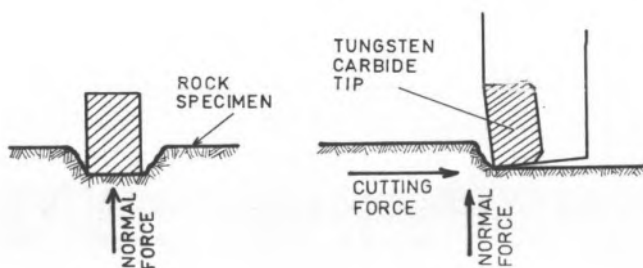


Figure 1 Description of Cutting Experiments with Standard Tungsten Carbide Chisel Tools.

It was decided to test the hand-tamped specimen as the initial step, in order to provide guidance on the selection of the appropriate saltcrete mix. At least four unrelieved cuts (The cutting grooves isolated from each other as illustrated in Fig.1) were carried out and the results of the measured and the calculated parameters are given in Table.2.

Along with the cutting trials, the same saltcrete specimens were also tested to determine the compressive and tensile strength values respectively. The test results are shown in Table 3. Since the results obtained from the both trials suggested that saltcrete-3 had the nearest values to that of Rock Salt as to cutting characteristics, mechanical and physical properties, the remaining mixes were therefore abandoned. The hand tamped method was, however, thought to be unsuitable for the objective of the investigation due to the lower values of the measured forces. Further experiments were therefore carried out on specimens which were compacted by vibration and having the composition of Saltcrete-3.

The cutting trials on the vibrated specimens were planned to be conducted using standard tungsten carbide chisel tools and commercially used point attack picks respectively, in an effort to obtain a comprehensive comparison. The first cutting trials were carried out with standard tungsten carbide chisel tools in unrelieved mode at a standard depth of 5 mm with respect to curing period. The results related to these experiments are presented in Table 4. The results exhibit that during early weeks the force values are relatively high, as curing time increases they become slightly lower. This may be attributed to the moisture content, which is initially high and thus causes the generation of slightly higher forces.

The mechanical properties of the same saltcrete material, shown in Table.5, also indicate that increase in compressive strength values does not affect the force levels, due mainly to the moisture content. It was previously found that a saturated sandstone specimen exhibits higher force values than those obtained from the same specimen when dry, while the compressive strength of the dry specimen was higher than that of the saturated specimen (Philips 1975).

Approximately 17 weeks after casting, slightly higher forces were again presented and this was ascribed to the stiffness of the cement gained by the moisture loss. Furthermore the specific energy values for the saltcrete were very similar to those for Rock Salt though the force level of natural Rock Salt was relatively higher.

Table 2. Cutting Characteristics of the Hand-tamped Saltcrete and the Rock Salt with Standard Tungsten Carbide Chisel Tools.

MATERIAL	MEAN CUTTING FORCE ($\pm$ S.D.) (kN)	MEAN NORMAL FORCE ($\pm$ s.d.) (kN)	YIELD ($\pm$ s.d.) (gr/cm)	SPECIFIC ENERGY (MJ/m ³)
Saltcrete-1	0.35 $\pm$ 0.02	0.15 $\pm$ 0.05	1.90 $\pm$ 0.30	3.5 $\pm$ 0.62
Saltcrete-2	0.68 $\pm$ 0.09	0.21 $\pm$ 0.03	1.76 $\pm$ 0.20	7.7 $\pm$ 0.30
Saltcrete-3	0.93 $\pm$ 0.07	0.41 $\pm$ 0.02	1.91 $\pm$ 0.08	10.13 $\pm$ 0.64
Rock Salt	1.30 $\pm$ 0.05	0.65 $\pm$ 0.04	2.46 $\pm$ 0.21	11.60 $\pm$ 0.69

Table 3. Mechanical and Physical Properties of the Hand-tamped Saltcrete and Rock Salt

MATERIAL	COMPRESSIVE STRENGTH ($\pm$ s.d.) (MPa)	TENSILE STRENGTH ($\pm$ s.d.) (MPa)	DENSITY (gr/cm ³)
Saltcrete-1	17.09 $\pm$ 1.57	1.56 $\pm$ 0.08	1.83
Saltcrete-2	14.97 $\pm$ 1.62	1.45 $\pm$ 0.07	1.99
Saltcrete-3	24.15 $\pm$ 1.59	2.21 $\pm$ 0.21	2.07
Rock Salt	28.30 $\pm$ 0.20	1.96 $\pm$ 0.21	2.18

Table 4. Cutting Characteristics of the Vibrated Saltcrete Specimens (Unrelieved Cuts with Standard Tungsten Carbide Chisel Tools).

AGE (Weeks after casting)	MEAN CUTTING FORCE ($\pm$ s.d.) (kN)	MEAN NORMAL FORCE ($\pm$ s.d.) (kN)	YIELD ($\pm$ s.d.) (gr/cm)	SPECIFIC ENERGY (MJ/m ³)
4	1.10 $\pm$ 0.13	0.41 $\pm$ 0.05	1.89 $\pm$ 0.10	11.51 $\pm$ 1.89
8	1.00 $\pm$ 0.06	0.36 $\pm$ 0.03	1.88 $\pm$ 0.08	11.05 $\pm$ 0.49
12	0.91 $\pm$ 0.05	0.35 $\pm$ 0.01	2.01 $\pm$ 0.05	9.65 $\pm$ 0.60
17	1.07 $\pm$ 0.05	0.40 $\pm$ 0.02	2.00 $\pm$ 0.09	11.44 $\pm$ 0.87
Rock Salt	1.30 $\pm$ 0.05	0.64 $\pm$ 0.04	2.64 $\pm$ 0.21	11.60 $\pm$ 0.69

Table 5. Mechanical and Physical properties of the Vibrated Saltcrete and Rock Salt.

PROPERTY	SALTCRETE (According to curing period)			ROCK SALT
	<i>4 Weeks</i>	<i>8 Weeks</i>	<i>12 Weeks</i>	
Compressive Strength (MPa)	28.80 $\pm$ 0.32	33.75 $\pm$ 1.83	35.71 $\pm$ 1.71	28.30 $\pm$ 0.20
Tensile Strength (MPa)	2.20 $\pm$ 0.12	2.93 $\pm$ 0.26	2.95 $\pm$ 0.09	1.96 $\pm$ 0.21
Static Elastic Modulus (10 ⁴ MPa)	-	-	0.41 $\pm$ 0.04	0.14 $\pm$ 0.05
Schmidt Hammer Rebound Number	26.79 $\pm$ 3.83	26.17 $\pm$ 3.62	26.98 $\pm$ 4.11	30.28 $\pm$ 2.02
Cone Indenter Hardness	-	-	1.95 $\pm$ 0.28	1.81 $\pm$ 0.11
Shore Hardness	-	-	16.64 $\pm$ 3.50	20.05 $\pm$ 3.50
Shore Plasticity Coefficient	-	-	36.10 $\pm$ 7.50	44.10 $\pm$ 4.51
Density (gr/cm ³)	-	-	2.13	2.18

Cutting trials with commercially employed point attack picks of slender type, were carried out in unrelieved and relieved cutting modes. In relieved cutting adjacent grooves were repeatedly formed at varying spacing until the interaction between the grooves had ceased, as illustrated in Figure 2. The initial cutting tests with standard carbide chisel tools indicated that about three or four months after casting, the excessive moisture in the saltcrete is almost dehydrated and thus the cutting parameters tended to reach a steady level. Since the large-scale cutting trials with the actual machine were to be conducted at this steady level, all the experiments with the point attack tools were, therefore, carried out about 17 weeks after casting, at a cutting depth of 5 mm.

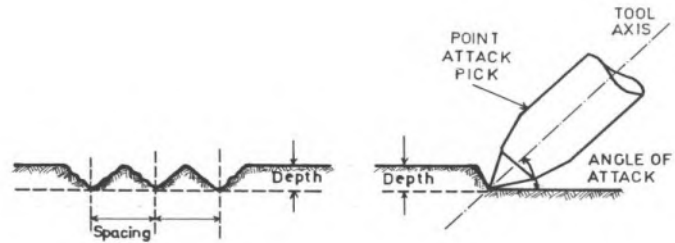


Figure 2 Description of Cutting Experiments with Commercially Used Point Attack Picks.

The results had shown that both saltcrete and Rock Salt followed the same trend in the parameters measured. Variation in cutting and normal forces for the both materials was observed to be in the form of a gradual increase at lower s/d and tending to level out towards higher s/d values (Fig. 3 a-b). The values for yield as in Figure 4 inclined to vary with a similar trend. There was no marked difference between yield values for both materials. Specific energy values also exhibited variation in a similar manner and the optimum value tended to occur at s/d of between 2 and 2.5 within the measured values (Fig. 5)

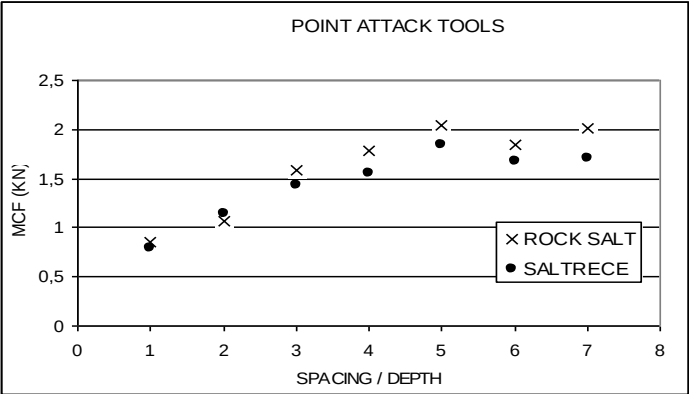


Figure 3a. Variation of Mean Cutting Forces with Spacing to Depth Ratio

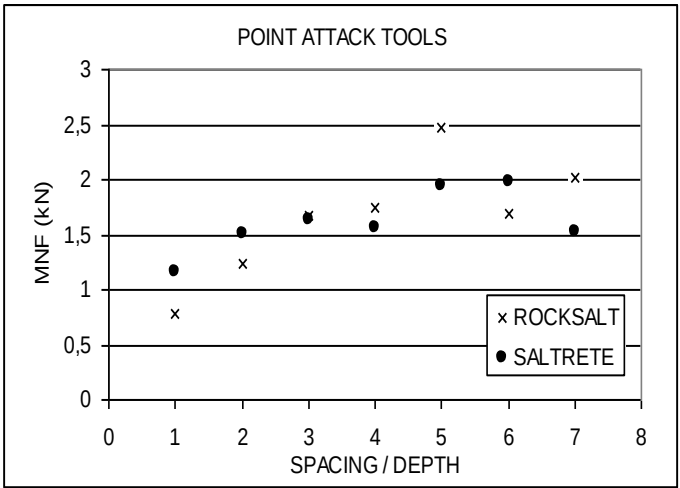


Figure 3b Variation of Mean Normal Force with Spacing to Depth Ratio

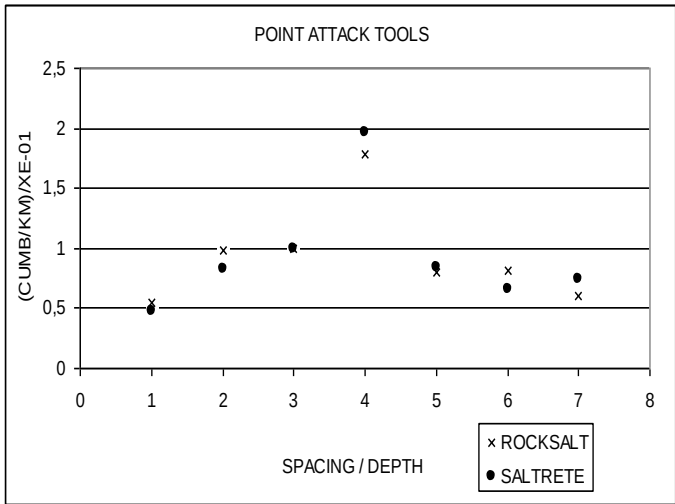


Figure 4 Variation of Yield with Spacing to Depth Ratio.

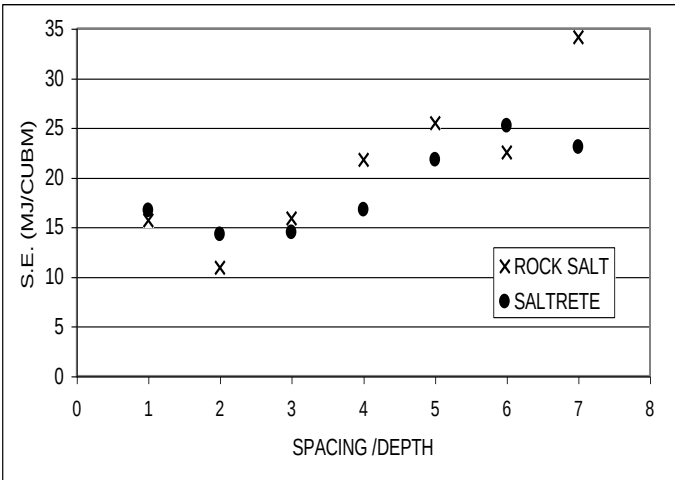


Figure 5 Variation of Specific Energy with Spacing to Depth Ratio.

4 DISCUSSION

The results obtained from the cutting trials have shown that the hand tamped specimens were unsuitable as a medium for the objectives of this investigation, due to the fact that an adequate compaction could not be provided and the materials were not simulating the natural Rock Salt. Results obtained from the vibrated specimens were closer to those of natural Rock Salt in spite of slight differences in force values. Despite the variations in some measured parameters, as is inevitably expected, the results of all experiments indicated that the saltcrete which was prepared by the correct composition and curing methods may be used as an alternative medium for natural Rock Salt for a particular large scale cutting trials.

It should be emphasized that due to its heterogeneous and crystalline structure, the results from the natural Rock Salt were widely scattered and this was evident when considering the standard deviations of the measured cutting parameters. The saltcrete was, therefore, not expected to form a perfect match to Rock Salt, for cutting trials with point attack picks, though it does provide a practical alternative.

5 CONCLUSIONS

With respect to the cutting characteristics and mechanical properties of the saltcrete and the natural Rock Salt investigated, it can be concluded that

- (a) Saltcrete materials may be used for large-scale cutting trials three or four months after casting, as described in this study
- (b) Compaction of the specimen by vibration was found to be better than hand tamping for cutting experiments.
- (c) Natural Rock Salt exhibits more scattered results than does the saltcrete.

REFERENCES

- British Standards Institution, 1960. Methods of sampling and testing of mineral aggregates, sands and fillers, British Standard 812.
- Forster, J . 1967. Stability investigations applied to the mining evaporites. Ph.D. Thesis. The Univ.of Newcastle Upon Tyne. England ,UK.
- Hekimoğlu, O. Z. 1984. Studies in the excavation of selected rock materials with mechanical tools. Ph.D Thesis. The Univ. of Newcastle Upon Tyne, England, UK.
- Philips, H.R. 1975. The mechanical cutting characteristics and properties of selected rock formations. Report to TRRL. Dept. of Mining Engineering, University of Newcastle Upon Tyne, England, U .K.

Zonguldak havzası kömür çevre kayaçlarının kesilebilirlik karakteristiklerinin incelenmesi

Investigation of the cuttability characteristics of coal measure rock in Zonguldak coal basin

K. Kel

Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü (MTA), Ankara

N. A. Akçın

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi (ZKÜ), Zonguldak

N. Bilgin

İstanbul Teknik Üniversitesi (İTÜ), İstanbul

ÖZET: Ülkemizde taşkömürü üretimi sadece Zonguldak kömür havzasında, Türkiye Taşkömürleri Kurumu (TTK) tarafından yapılmaktadır ve havzadaki kömür üretimi 1848'den beri sürdürülmektedir. Havzada hazırlık galerilerinin sürülmesinde klasik delme-patlatma yöntemi kullanılmaktadır ve önemli kazı sorunlarıyla karşılaşmaktadır. Bu çalışmada, havza kömür çevre kayaçlarının kazılabilirliği üzerine yapılan kesme deneylerine ait sonuçlar özetlenmiştir. Deneyler, İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümünde bulunan birebir ölçekli kazı setinde gerçekleştirilmiştir. Deneylerde TTK kömür ocaklarından alınan kumtaşı, silttaşı ve kireçtaşı örnekleri kullanılmıştır. Çalışma Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Araştırma Fonu tarafından desteklenmiş ve iki üniversitenin işbirliği ile yürütülmüştür.

ABSTRACT: Hard coal is only exploited in Turkey in Zonguldak Coalfield and mining activities are carried out since 1848. The roadways are mainly driven in high strenghts rocks with drill and blast methods. In this paper, cutting tests are discussed in coal measure rock in Zonguldak coal basin. The experiments are made in the full-scale cutting ring which is in the İstanbul Technical University Mining Engineering Department. Rock samples, sandstone, mudstone and limestone, getting from TTK coal mine are used in the experiments. The research is sponsored by the Research Found of the Karaelmas University in Zonguldak.

1 GİRİŞ VE KONUNUN ÖNEMİ

Ülkemiz madencilik ve inşaat sektöründe büyük tünelcilik potansiyeline sahiptir. Başta madencilik olmak üzere, hidroelektrik santral projelerinde, metro, kanalizasyon ve sulama projelerinde kullanılmak üzere değişik amaçlı yılda yaklaşık olarak 140 km tünel ve galeri kazısı yapılmaktadır.

Bu kazıların büyük bir kısmı yavaş ve pahalı bir teknik olan klasik delme-patlatma tekniği ile yapılmaktadır(Eskikaya vd. 1994).

Türkiye'de yıllık tünel-galeri maliyeti 560.000.000 \$ civarındadır. Bu maliyetin yaklaşık % 50-60'ı,

- tahkimat ve kazı aracının yanlış seçimi
- tahkimat ve kazı sistemi arasındaki koordinasyon yokluğu
- ve üstün araştırma teknolojilerinin ürünü olan performans araştırmalarının yokluğu nedeniyle kayıp maliyet olarak kullanılmaktadır.

Zonguldak Havzası kömür çevre kayaçları içinde açılan hazırlık galerilerinin sürülmesinde de klasik delme-patlatma yöntemi kullanılmaktadır ve önemli kazı sorunlarıyla karşılaşmaktadır. Bugüne kadar havzada, delme-patlatma yöntemiyle galeri açmaya alternatif olan ve gerek kazı hızı gerekse ekonomiklik açısından avantajlı olan Galeri Açma Makinası (GAM) kullanılıp kullanılmayacağına dair yeterli bir çalışma yapılmamıştır. Ancak, 1990 yılında H. Arı'nın hazırladığı yüksek Lisans tezinde ve 1989'da Orta Doğu Teknik Üniversitesi (ODTÜ) ve Hacettepe Üniversitesi Zonguldak Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği (HÜZMF) tarafından, ortaklaşa yürütülen çalışmalarda nispeten Zonguldak Havzası kömür çevre kayaçlarının ve kömürlerinin kazılabilirliği üzerinde durulmuştur (Paşamehmetoğlu vd.1989).

2 KAZILABİLİRLİK TAYİN YÖNTEMLERİ

Kazılabilirliğin önceden belirlenmesi özellikle makine imalatçıları ve makine seçimine yardımcı olmak açısından, makine kullanıcıları özellikle müteahhit ve mühendisler için önem arz etmektedir. Bugüne kadar ekonomik açıdan; keski aşınması ve sarfiyatı, aşındırıcılık ve enerji tüketimi açısından da, birim hacimdeki kayaç kazısı için gerekli olan enerji olarak bilinen “Spesifik Enerji - SE” kavramları üzerinde yoğunlaşmıştır (Akçın 1997).

Özellikle bünyesinde kuvars içeren kayaçların aşındırıcılığı bilinmektedir. Bu nedenle aşındırıcılığı tarif etmek için eşdeğer kuvars %’si kavramı geliştirilmiştir. Kazılabilirlik, kayacın dayanım, sertlik ve kırılgenlik gibi özellikleri ile de açıklanabilmektedir. Örneğin dayanımı yüksek kayaçlar zor kazılmakta ve SE gereksinimleri artmaktadır. Yerinde yapılan ölçüm ve gözlemler kaya kütlesi kazılabilirliğini etkileyen en önemli faktörlerin, yapısal özellikler (masif olma durumu, jeolojik süreksizlikler vs.), kazı şekli, keski tipi ve kütleye aktarılan kesme gücünün olduğunu göstermektedir (Bilgin&Özdemir 1994).

Uzun süre Q, RMR, RSR gibi sınıflama sistemleri kazılabilirlik tayini için kullanılmaya çalışılmışsa da genel bir kabul görmemiştir. Tünel ve galeri kazılarında elde edilen ilerleme hızları ile birlikte keski tüketimi ve enerji sarfiyatları kaydedilerek, hem mevcut kazı durumu hakkında bilgi edinilmekte hem de bir sonraki çalışmalara ışık tutacak veri bankaları oluşturulmaktadır.

Kazılabilirlik olayı incelenirken, kayaca ilişkin parametrelerin yanında kazı olayı ile direkt ilişkili olan makineye ilişkin parametreler de (makine ağırlığı ve tipi, kullanılan keskilerin tipi ve yerleşimi, baskı kuvveti vs.) bir bütün olarak değerlendirilmektedir. Kazılabilirlik tayin yöntemlerinin en etkin bir şekilde belirlenmesinin bir diğer yolu da laboratuvarla gerçekleştirilen küçük ölçekli ve birebir ölçekli kesme deneyleridir. Özellikle birebir ölçekli kesme deneyleri ile arazideki kazı koşulları laboratuvar ortamına aynen taşınabilmektedir.

3 AMAÇ VE ÇALIŞMA KAPSAMI

Bu çalışma kapsamında, Zonguldak Havzası kömür çevre kayaçları için en uygun kazı koşulları belirlenmesi ve havzada kullanılabilecek GAM seçimi için ön bir kazılabilirlik etüdü yapılması hedeflenmiştir. Bu çalışmanın bölgede büyük yatırım gerektiren projeler için ön değerlendirme niteliğinde olması ümit edilmektedir. Ayrıca, bu

amaçla yapılabilecek çalışmalar sonucunda konuyla ilgili bir bilgi birikimi sağlanması ve havza kayaçlarının kazılabilirliği konusunda veri bankası oluşturulması da hedeflenmiştir.

Havza kayaçlarının kazılabilirliğine ilişkin yapılan kesme deneyleri, bu çalışmanın temelini teşkil etmektedir. Deneyler İstanbul Teknik Üniversitesi (İTÜ) Maden Mekanizasyonu ve Kazı Teknolojisi Laboratuvarında (TU-EXCAVATION) bulunan Doğrusal Kazı Setinde gerçekleştirilmiştir.

4 İTÜ DOĞRUSAL KAZI SETİNİN TANITILMASI

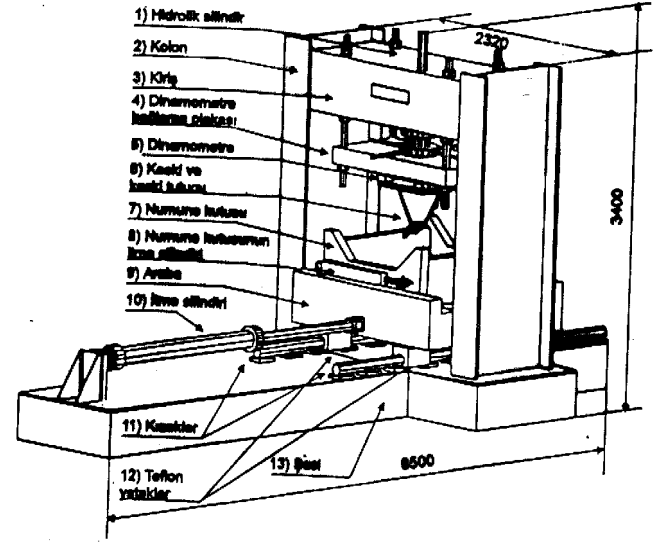
Doğrusal kazı seti, gerçek boyutlu kesimler kullanılarak kesme deneylerinin yapılabileceği bir laboratuvar aletidir. Gerçek kesimlerle kaya kesme anında ortaya çıkan kuvvetler, keski ve kesici makinenin kafasının tasarımı, Spesifik Enerjinin hesaplanması için Doğrusal Kazı Makinası (LCM - Lineer Cutting Machine) kullanılabilir. Doğrusal kesme setinde bir keskiye gelen kuvvetin; dikey, kesme ve yanıl bileşenleri ayrı ayrı belirlenebilir. Son otuz yılda kazı mekaniğinin gelişmesiyle keskilere ait yapısal ve geometrik birçok parametre araştırılmıştır. Ancak, günümüzdeki yeni araştırma konuları mekanize kazının gelişmesiyle ortaya çıkmaktadır. Örneğin, artık tam cephe tünel açma makinalarında kullanılan sivri sıralı disk kesimler tamamen terk edilmişler, yerlerine sabit kesit alanlı (CCS) diskler kullanılmaya başlanmıştır (Bilgin vd. 1995).

Doğrusal kazı seti ile yeni geliştirilen kesme teorilerinin geçerliliklerinin araştırılması yanında eski teorilerin doğrulukları da irdelenebilmektedir. Türkiye’de mekanize kazı ile açılması gerekli tünel ve galeri için, kazı makinesinin seçiminde pilot kazı seti ile keski ve kesme kafası tasarımını gerçekleştirebileceği, motor gücü, optimum enerji gereksinimini sağlayan itme derinliği, itme silindirlerinin arına basınçları gibi büyüklükler de LCM (Lineer Cutting Machine)’de gerçekleştirilecek deneylerde belirlenebilmektedir. Tipik bir kazı seti şematik olarak Şekil 1’de verilmiştir.

5 ARAZİ ÇALIŞMASI VE ÖRNEKLERİN HAZIRLANMASI

Zonguldak Havzası Kömür Çevre Kayaçlarını en iyi şekilde karakterize eden kumtaşı, kil-silttaşı ve kireçtaşı formasyonlarının bulunduğu hazırlık galerileri tespit edildikten sonra , taşıma ve yerüstüne çıkarma kolaylıkları da göz önünde bulundurularak, 3 arından örnek alınmıştır. Örneklerin, boyut, miktar ve alındıkları yerler Çizelge1’de verilmiştir.

Kumtaşı formasyonundan örnekleme yapılırken tane boyutu dikkate alınarak, gözle ayırt edilebildiği kadarıyla ince, orta ve kaba taneli olmak üzere 3 farklı boyut grubunda örnek alınmıştır. Daha sonra bu kayaların ince kesitler üzerinden yapılan petrografik etütler ile gerçek tane boyutları ve boyut aralıkları belirlenmiştir. 80x40x30 cm ve 20x20x20 cm boyut grubundaki örnekler İTÜ Kazı Mekaniği Laboratuvarına gönderilmiştir. 80x40x30 cm boyutundaki örnekler bu laboratuvarında bir kasaya 2'şer tane olmak üzere arazideki sağlam kaya konumları muhafaza edilecek şekilde betonlanarak kesme deneylerine hazır hale getirilmişlerdir. Örnek hazırlama işlemi şematik olarak Şekil 2'de verilmiştir.



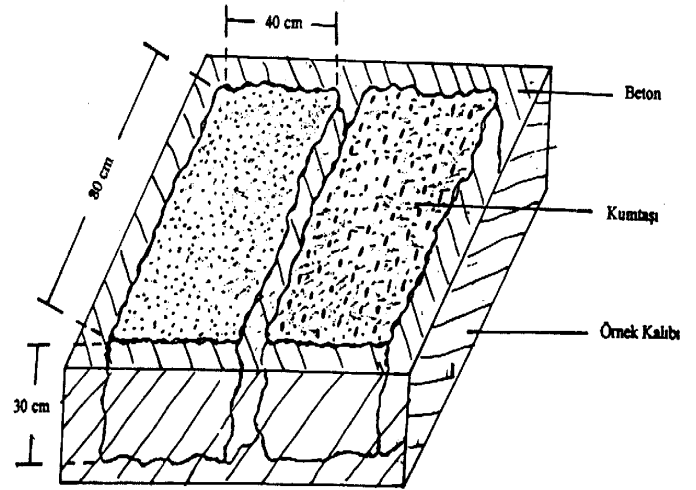
Şekil 1 İTÜ Doğrusal kazı seti şematik gösterimi (Bilgin vd. 1995)

6 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Laboratuvar çalışmalarının esasını teşkil eden kesme deneyleri İTÜ Maden Mekanizasyonu ve Teknolojisi Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir. Ayrıca kayaların deformasyon özelliklerinin belirlenmesi için de ODTÜ Kaya Mekaniği Laboratuvarı imkanlarından faydalanılmıştır. Bu bildiride, yalnızca kesme deneylerine ilişkin sonuçlar irdelenmiştir.

Çizelge 1. Örnekleme yapılan yerler ve miktarları

ÖRNEK NO	ALINDIĞI YER	BOYUTLAR / MİKTAR			
		80x40x30 (İTÜ için)	20x20x20 (İTÜ için)	40x40x40 (ZKÜ için)	
1	-360/41405 Gelik Galerisi Kumtaşı	1	1	1	3
2	-460/41408 Karadon Galerisi Kumtaşı	1	1	1	3
3	-170/Üzülmöz 4. Kuzey Lağımı Kumtaşı	1	1	1	3
4	İnşaat Temeli Kireçtaşı	1	1	1	3
5	-170/Üzülmöz 4. Kuzey Lağımı Silttaşı	1	1	1	3
TOPLAM (Blok adet)					15



Şekil 2 Blok örneklerin kesme deneyleri için hazırlanması

6.1 Kesme deneyleri

Kesme deneyleri için her biri yaklaşık 40x40x80 cm ebadındaki kaya blokları, ikiyeşerli gruplar halinde örnek kalıplarına alınmış ve kayacın genişlik-uzunluk ölçüleri elverdiği kadarıyla, yüzey düzeltme işlemi yapıldıktan sonra, her bir kayaç için yaklaşık 15-20 adet kesme deneyi yapılmıştır (Şek. 2) Doğrusal kazı setinde yapılan kesme deneyleri, 3 değişik kesme koşulu ve buna bağlı olarak da 3 değişik kesme geometrisinde, iki aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir.

Deneyler sırasında iki değişik keski ve keski tutucu kullanılmıştır. Sandvik kalem uç keski (S35/80H) kullanılarak oluşturulan kesme geometrisini karakterize eden durum Şekil 3'te verilmiştir.

1. Aşama; I. Grup Deneyler :

Deneylerin ilk aşamasında, 3, 6 ve 9 mm'lik kesme derinliklerinde birbirinden bağımsız-etkisiz (unrelieved) kesmeyi karakterize eden deneyler yapılmıştır. Birinci aşamada deneyler sonucunda elde edilen optimum kesme derinliğinde yani Spesifik Enerjinin (SE) minimum olduğu koşulda daha sonra ikinci aşama deneyler yapılmıştır. Birinci aşamada yapılan kesme deney sonuçlarından elde edilen ortalama değerleri Çizelge 2'de verilmiştir. Yine bu aşamadaki kesmede kuvvet-kesme derinliği ile kesme derinliği-spesifik enerji arasındaki ilişkileri gösteren şekiller Şekil 5, 6 ve 7'de verilmiştir.

2. Aşama; II. Grup Deneyler :

Deneylerin bu aşamasında, ilk aşamada elde edilen optimum derinliği, $d=9$ mm için, optimum kesmeler arası mesafe elde edilmeye çalışılmıştır. Bunun için 9 mm kesme derinliğinde, sırasıyla $s=9, 18, 27$ ve 45 mm'lik kesmeler arası mesafelerde kesme deneyleri yapılmış ve bunların sonucunda da her bir kayaç için optimum kesmeler arası mesafe ve kazı koşulu ortaya konmaya çalışılmıştır. Kesmeler arası mesafe kavramı, kesme izleri arası mesafe ile karakterize edilmiştir.

İkinci aşamada yapılan deneylerin sonuçları Şekil 4'te verilmiştir. Bu aşamadaki kesmede Spesifik Enerji (SE) ile s/d arasındaki ilişkiler Şekil 8'de verilmiştir. Kesmeler arası mesafe $27 \text{ mm} < -$ (27 mm ve yukarısı) için ise, bu değerlerden sonra kesmeler neredeyse hiç yardımcı keski yokmuş gibi birbirlerinden bağımsız hareket ettiklerinden, bir önceki aşamada elde edilen kesme derinliği 9 mm için bağımsız kesme koşulunda elde edilen değerler kullanılmıştır. Bağımlı-etkili kesme koşulunda elde edilen sonuçların ortalama değerleri Çizelge 3'te verilmiştir.

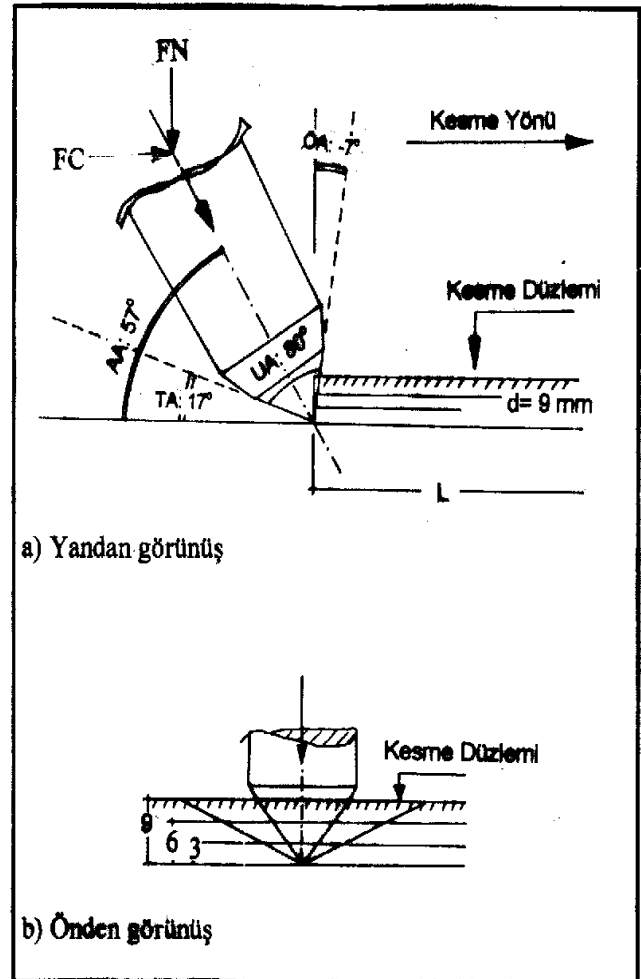
6.2 Deney sonuçlarının değerlendirilmesi

Deneyler sırasında kesme izinin ölçülmesi ve çıkan pasanın toplanarak tartılmasıyla, birim hacimdeki kayacı kesmek için gerekli enerji-SE hesaplanmıştır. 5 kayaç grubu için toplam 82 adet deney yapılmıştır. Kesme deney sonuçlarının

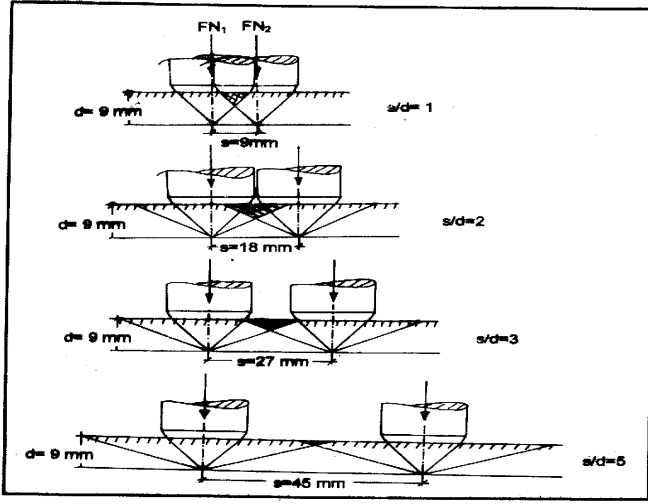
değerlendirilmesinde aşağıdaki ilişkileri kullanılmıştır.

- I. Aşamada elde edilen Kesme Kuvvetleri (FC, FN) ile Kesme Derinliği (d) arasındaki ilişkiler ($d=3, 6$ ve 9 mm için)
- II. Aşamada elde edilen Kesmeler Arası Mesafenin (s) Kesme Derinliğine (d) oranı olan s/d ile Spesifik Enerji arasındaki ilişkiler ($d=9$ mm için, $s=9, 18, 27$ ve 45 mm için)

I. Aşamada elde edilen ilişkiler Şekil 5, 6 ve 7'de verilmiştir. Kumtaşı-2 örneği en yüksek kesme ve normal kuvvetlerde kesilirken, kumtaşı-3 örneği en düşük kesme ve normal kuvvet değerlerinde kesilmiştir. Buna bağlı olarak da SE değerleri yüksek olmuştur. Bütün kayaçlarda kesme derinliğinin artışı beraberinde kuvvette artışa neden olmuştur. Ancak kuvvet artışına oranla çıkan pasa miktarındaki artış SE değerinde azalmaya sebep olmuştur. Bunların yanısıra derin kesmelerde ($d=9$ mm) pasa fırlatma olayları gözlenmiştir.



Şekil 3 Kesme geometrisi



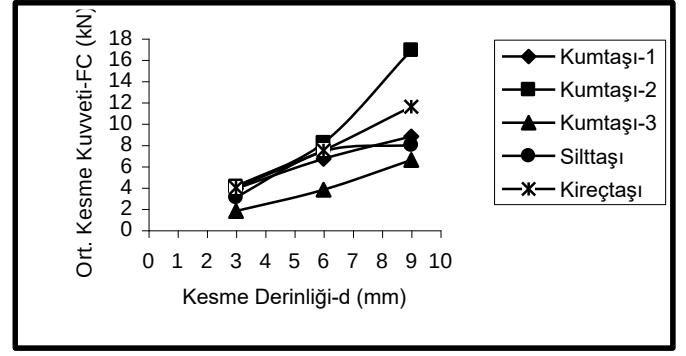
Şekil 4 Bağımlı – etkili kesme koşulunda kesmeler arası mesafe

Çizelge 2. Bağımsız kesme koşulunda kayaçların kesme karakteristikleri

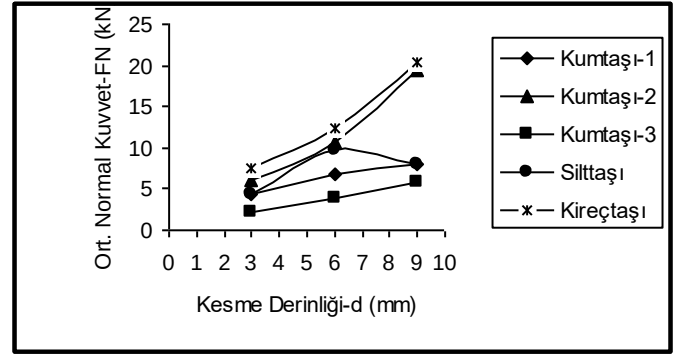
Kayaç	D (mm)	FC (kN)	F'C (kN)	FN (kN)	F'N (kN)	Q (m ³ /km)	SE (kWh/m ³)
Kumtaşı-1	3	3,9	9,1	4,4	8,8	0,023	47,2
	6	6,7	18,2	6,7	14,5	0,091	20,0
	9	8,8	28,1	8,0	21,5	0,205	11,8
Kumtaşı-2	3	4,1	9,2	6,1	11,9	0,021	54,9
	6	8,2	23,3	10,8	23,9	0,045	50,1
	9	16,9	48,7	19,3	42,8	0,178	26,0
Kumtaşı-3	3	1,8	4,5	2,3	4,6	0,024	20,5
	6	3,8	9,1	3,8	7,8	0,088	11,8
	9	6,6	15,9	5,9	12,7	0,321	6,1
Silttaşı	3	3,1	7,5	4,4	10,4	0,020	42,9
	6	7,4	23,0	9,6	22,7	0,080	24,4
	9	8,0	27,5	8,1	21,9	0,185	12,5
Kireçtaşı	3	4,0	11,8	7,6	15,3	0,036	31,7
	6	7,5	21,5	12,5	27,3	0,143	19,2
	9	11,6	29,4	20,4	38,9	0,197	17,4

Çizelge 3 Bağımlı kesme koşulunda kayaçların karakteristikleri

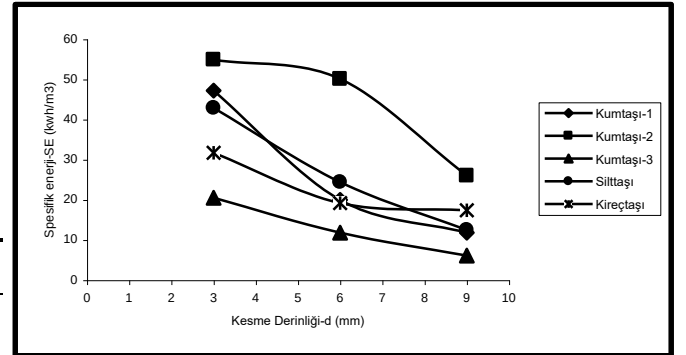
Kayaç	S (mm)	FC (kN)	FN (kN)	Q (m ³ /km)	SE (kWh/m ³)	σ_c (MPa)	σ_t (Mpa)
Kumtaşı-1	9	6,1	6,4	0,075	22,1	114	7
	18	8,0	8,1	0,173	12,6		
	27	8,5	8,7	0,173	13,3		
	45	-	-	-	-		
	Bağımsız	8,8	8,0	0,205	11,8		
Kumtaşı-2	9	6,8	8,5	0,075	24,9	174	12
	18	9,4	11,5	0,167	15,4		
	27	13,4	16,1	0,183	20,1		
	45	15,0	17,8	0,223	19,2		
	Bağımsız	16,9	19,3	0,178	26,0		
Kumtaşı-3	9	3,7	3,3	0,056	17,0	88	8
	18	4,7	4,1	0,167	7,8		
	27	4,9	4,1	0,246	5,4		
	45	5,8	5,5	0,220	7,2		
	Bağımsız	6,6	5,9	0,321	6,1		
Silttaşı	9	5,1	6,0	0,070	20,1	58	5
	18	6,5	7,3	0,140	12,7		
	27	6,3	7,2	0,176	9,6		
	45	8,2	8,5	0,229	9,8		
	Bağımsız	8,0	8,1	0,185	12,5		
Kireçtaşı	9	5,4	8,8	0,056	26,8	121	8
	18	7,4	11,6	0,121	16,9		
	27	8,6	12,9	0,160	14,6		
	45	11,6	17,3	0,267	12,0		
	Bağımsız	11,6	20,4	0,197	17,4		



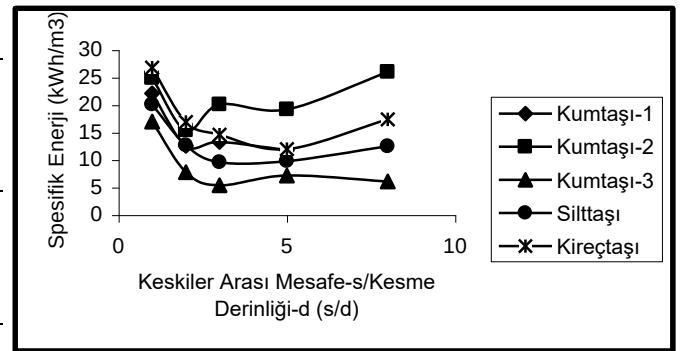
Şekil 5. Ortalama Kesme Kuvveti (FC) ile Kesme Derinliği (d) arasındaki ilişki.



Şekil 6. Ortalama Normal Kuvvet (FN) ile Kesme Derinliği (d) arasındaki ilişki.



Şekil 7. Bağımsız kesme modunda Kesme Derinliği-d ile Spesifik Enerji-SE arasındaki ilişki



Şekil 8. Bağımlı kesme modunda Spesifik Enerji –SE ile s/d arasındaki ilişki

II. Aşamada yapılan deneylerde $d=9$ mm için kesimler arası mesafe artışının SE üzerindeki etkileri incelenmiştir. Kesimler arası mesafe kavramı kesme izleri arası mesafe kavramıyla tanımlanmıştır. Buna göre keski izleri arası mesafe artışına bağlı olarak elde edilen SE değerleri topluca Çizelge 3'te verilmiştir. Bu sonuçlar arasındaki ilişkilerle, $d=9$ mm kesme derinliğinde optimum SE belirlenmeye çalışılmıştır. Bu ilişkiler topluca Şekil 8'de verilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi, yine Kumtaşı-2 örneği en yüksek SE değeri ve kumtaşı-3 örneği içinse en düşük SE değeri elde edilmiştir.

Genel itibarı ile bu deney koşullarında kesimler arası mesafe 3d-4d arasında optimum SE değeri elde edilmiştir (Şekil 4). Deneyler sırasında özellikle Kumtaşı-3 örneğinin yüksek patlama açıları ile birlikte kolay kesilme karakteristiği gözlenmiştir. Kireçtaşı ve Silttaşı örneklerini ayrı bırakıp Kumtaşı örnekleri dayanım olarak birlikte değerlendirildiklerinde, tek eksenli basınç dayanımına paralel olarak (doğru orantılı olarak) SE değerleri elde edilmiştir.

7 SONUÇLAR

ODTÜ ve HÜ Zonguldak Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü ve daha önceden hazırlanmış olan çeşitli Yüksek Lisans Tezlerinde Zonguldak Havzası kömür çevre kayaçlarının kazılabilirliği ya da delinebilirliğine ilişkin çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalarda küçük ölçekli kesme deneyleri ve bazı indeks deneyler ile havza kayaçlarının kesilebilirliği ve aşındırıcı özellikleri vs. ortaya konulmaya çalışılmıştır.

Yapılan bu çalışma ile de dünyada 3-4 araştırma kurumunda (Üniversite, Enstitü) bulunan doğrusal kazı seti ile Zonguldak havzası kayaçları üzerinde kesilebilirlik deneyleri yapılmıştır. Deneyler için havza kayaçlarını temsil edebilecek 5 ayrı kayaçtan örnekleme yapılmıştır. Bir bütünü ifade edecek nitelikte olmasa da nispeten kumtaşlarını karakterize edebilecek kesme-kesilebilirlik değerleri elde edilmiştir.

Yapılan bu çalışmanın petrografik incelemelerinde kumtaşlarında yaklaşık % 30-40 oranında kuvars içerdiği gözlenmiştir. Etkili ve etkisiz kesme (bağımlı-bağımsız kesme) koşullarına göre toplam 82 adet kesme deneyi yapılmış ve

bunlara göre 5-20 kwh/m³'lük değer aralığında optimum Spesifik Enerji değerleri elde edilmiştir.

Kumtaşları yapı itibarı ile kırılğan kayaçlar olduklarından incelemeler sırasında kesme deneylerinde yüksek patlama açıları görülmüştür. Etkili kesme koşulunda keski izleri arası mesafe artırıldığında ortada köprü kaldığı gözlenmiştir.

Kesme deneyleri esnasında 2 değişik keski ve keski tutucu kullanılarak 3 değişik kesme geometrisi oluşturulmuş ve bu kesme geometrisi değişimine göre Spesifik enerjideki değişiklikler de gözlenmiştir.

TEŞEKKÜR VE KATKI BİLDİRME

Bu çalışmanın hazırlanmasında katkısı bulunan örneklerin alınmasında yardımcı olan TTK personeline, deneylerin yapılması ve değerlendirilmesi sırasında her türlü yardım ve kolaylığı gösteren Prof. Dr. Nuh BİLGİN'e (İTÜ), Karaelmas Üniversitesi Rektörlüğü Araştırma Fonu Başkanlığına, sonuçların değerlendirilmesi işlemleri sırasında gösterdikleri kolaylıktan ötürü MTA Batı Karadeniz Bölge Müdürlüğü'ne teşekkürü borç biliriz.

8 KAYNAKLAR

- Akçın, N. A. 1997. Kayaçların kazılabilirliğini etkileyen etkenler. *Kazı Mekaniği Ders Notları*. ZKÜ, s. 86-90.
- Arı, H. 1990. *TTK Asma İşletmesi Kömür Çevre Kayaçlarının Kazılabilirliğinin İncelenmesi*. Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi.85 sayfa, Zonguldak.
- Bilgin, N.&Özdemir,L. 1994. Mekanik kayaç kazısı prensipleri. *Tünel ve Galeri Açma*. İTÜ Meslek İçeri Semineri, 15-17 Ekim-1994, İstanbul.
- Bilgin, N. Yazıcı, S. Ergin, H. ve Eskikaya, Ş. 1995 Madenlerde ve tünel kazılarında kazı mekanizasyonu araştırmaları için geliştirilen bir deney setinin tanıtılması. *Türkiye 14. Madencilik Kongresi Bildiriler Kitabı*. s. 215-222
- Eskikaya, Ş. Bilgin, N. ve Yazıcı, S. 1994 Problems associated with roadway and tunnel drivages in Turkey and some key points for the efficient solution. *Mine Planning and Equipment Selection*, Balkema, Rotterdam p. 515-519.
- Paşamehmetoğlu, A. G. vd. 1989 Kandilli İşletmesi Kömür ve Kayaçlarının Kaya Mekaniği ver Dizayn Parametrelerinin Çıkarılmasının Araştırılması. Proje Kod No: 88-03-05-01-05, Final Raporu, Ortadoğu Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü.

Elmas diskli kesicilerin çalışma parametrelerinin değerlendirilmesi

The assessment of the operating parameters of diamond circular saw blades.

Ü.Atıcı & A.Ersoy

Çukurova Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Adana

İ.S.Büyüksağış

Afyon Kocatepe Üniversitesi, Afyon Meslek Yüksekokulu

ÖZET: Ülkemizde büyük rezervlere ve önemli ticari potansiyele sahip olan mermerin üretim maliyeti büyük oranda kesici verimliliği tarafından kontrol edilmektedir. Kesici verimliliği birçok kompleks faktör tarafından etkilenmektedir. Kesme verimini tahmin etmede bu faktörlerin en önemlilerinden birisi de testerenin çalışma parametreleridir. Kesme deneyleri birçok mermer çeşidi (altı çeşit bej mermer, iki andezit, bir bazalt ve tuf örnekleri) üzerinde 400 mm çapında elmas diskli testere ile yapılmıştır. Deney düzeneği olarak bilgisayar kontrollü, tam otomatik kesme donanımı kullanılmıştır. Deneylerde aynı yönlü veya aşağı kesme yöntemi uygulanmıştır. Belirli kesme derinlikleri (10, 30, 50, 70 mm), kesme hızları (0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 m/dak) ve çevresel hızları (60, 65, 70, 75, 80 m/sn) olmak üzere, her mermer numunesi için bunlardan iki parametre sabit tutulurken, diğer parametre değiştirilmiştir. Düşey, yatay ve eksenel kuvvetler ile güç ölçülerek normal, kesme ve teğetsel kuvvetler ve spesifik enerji hesaplanmıştır. Çalışma parametrelerinin birbirleriyle ilişkileri incelenmiştir. Kayaçlardaki yönlenmenin ve farklı testere kullanmanın spesifik enerji üzerine etkileri araştırılmıştır.

ABSTRACT:

In Turkey, marble has a wide reserves and a high commercial potential, and its processing cost is controlled to large extent by the cutter performance. The performance characteristic of the cutter are affected by a range of factors. The principal factors that require consideration in predicting cutting rates are the cutter operating parameters. A variety of marble types (six type beige marble, two types of andesite, a basalt and a tuff) were cut with a 400 mm diameter of diamond disc cutter using fully instrumental and automatic computer controlled cutting rig at different cutting speed and cutting depth. Down cutting method is applied in experimental test. Particular cutting rate (0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 m/min), depth of cutting (10, 30, 50, 70, 90 mm) and peripheral speed (60, 65, 70, 75, 80 m/sec) were used in cutting tests. Two of these operating parameters of the cutters are hold constant while the other parameter is changed for all type of rocks during the experimental study. Vertical and horizontal forces with power were measured. Normal, cutting and tangential forces with specific energy were calculated. The relationship of the operating parameters with each other were determined. The effects of cutting direction and using different types of cutter on specific energy were also examined.

1. GİRİŞ

Mermer dünyada önemli bir endüstriyel hammadde olup, iç ve dış dekorasyon, kaldırım taşı, dış cephe kaplamacılığı, özellikle inşaat sektörü başta olmak üzere, seramik, kağıt ve boya endüstrisinde kullanılmaktadır. Mermer ülkemizde önemli rezerv ve kaynaklara sahip olup, yurt dışına da önemli miktarlarda ihracatı gerçekleştirilmektedir. Her geçen gün bu talep giderek artmaya devam etmektedir. Dünyada ve ülkemizde mermer işletilmesinde karşılaşılan en büyük problemlerden

birisi, taş kesiminde ve boyutlandırılmasında kullanılan kesicilerin ömürlerini kısa sürede tamamlayarak mermer üretim maliyetinin büyük ölçüde yükselmesine neden olmaktadır. Uygun kayaç için uygun kesici türü ve dizaynının seçimi mermer işletme ve üretim maliyetlerinin azaltılması için üzerinde durulması gereken en önemli faktördür. Mermer üretim maliyeti büyük ölçüde kesici verimliliği tarafından kontrol edilmektedir. Kesici verimliliği ve aşınması birçok kompleks faktör tarafından etkilenmektedir (Ersoy & Atıcı, 1999). Gerek laboratuvar, gerekse arazi şartlarında bu

faktörlerin en önemlileri kesicinin çalışma parametreleri, kesici dizayn ve geometrisi, kesilen kayaçların jeomekanik ve mühendislik özellikleridir. Elmas diskli mermer kesiciler birçok araştırmacı tarafından çalışılmıştır. Kesicilerin dizayn ve geometrisi (Jennings & Wright 1989), kesicilerin kesme modu ve kesme mekanizmaları (Tönshoff ve diğerleri 1993, 1994, Akkurt 1996, Chen & Rowe 1996), Kesicilerin aşınma modu ve prosesleri (Ertingshausen 1985, Wright 1986, Luo & Liao 1995, Karagöz & Zeren 1996, 1997, Ersoy & Atıcı 1999, Xu 1999, 2001, Eyupoğlu 2000), Kesicilerin kesme verimi ve kesilen kaya özellikleri (Wright & Cassapi 1985, 1987, Ünver 1992, 1996, Büyüksağış 1998), tarafından yapılan çalışmalar mevcuttur. Yukarıda verilen çalışmaların çoğunluğu tek bir tür sert kaya kesimi ile ilgili olup, endüstriyel uygulamalara ışık tutacak nitelikte değildir. Diğer yandan kesicilerin çalışma parametrelerinin optimizasyonu yapılmamıştır.

Bu çalışmanın amacı, Türkiye'nin özellikle Ege bölgesinden toplanan hakiki mermerler, traverten, andezit, bazalt ve tüf örnekleri endüstriyel uygulamalarda kullanılabilen tam otomatik ve bilgisayar kontrollü kesme setinin kullanımı ile testerelerin operasyon parametrelerinin birbirleriyle ilişkilerini değerlendirmektir.

2. MATERYAL VE METOT

2.1. Kesme Seti

Mermer kesme deneyleri Afyon Kocatepe üniversitesi Teknoloji geliştirme laboratuvarlarındaki kesme seti ile yapılmıştır. Kullanılan deney düzeneği bilgisayar ile tam otomasyonu yapılmış, laboratuvar ölçekli, diskli mini yan kesme makinesi kullanılmıştır (Şekil 1). Vagonun hareketi mekanik olarak donanımdaki kayaç numunesinin bulunduğu vagonun alt bölümüne yerleştirilmiş bir zincir dişli çark tarafından sağlanmaktadır.

Makinedeki kesme seti kolon üzerine kızaklarla yataklanmış olup, diskin yatay düzlemde ileri – geri, düşey düzlemde yukarı – aşağı hareketi iki adet 0,75 KW (1 Hp)'lık alternatif akımla (AC) çalışan motorlarla sağlanmaktadır. Makine üzerindeki testerenin maksimum çapı 400 mm. olup, 4 KW (5Hp) ve 3000 devir/dak.'lık AC akımla çalışan bir motor tarafından tahrik edilmektedir.

Deney setindeki makinenin tüm hareketleri bilgisayar kontrolü ile yapılmaktadır. Testerenin çevresel hızı ve arabanın ilerleme hızı istenen sınırlarda kademesiz olarak ayarlanabilir. Testerenin çevresel hızını 0 - 85 m/sn, arabanın ilerleme hızını

0 - 6 m/dak arasında istenen değerde düzenlemek mümkündür.



Şekil 1 Kesme Setinin Genel Görünümü.

Makine üzerindeki birimlerin kontrolü ve kumandası elektronik kartlar yardımı ile bilgisayar tarafından yapılmaktadır. Bütün mekanik ve elektronik donanımın bilgisayar ile iletişimi ve kumanda kontrolü özel bir bilgisayar yazılımı ile sağlanmaktadır. Programın ana menüsünde, diskin konumu, otomasyon durumu, kesme ve çevresel hız, ilerleme (kesme) hızı, kesme derinlikleri istenen ölçüler bilgisayara girilerek kontrol edilebilmektedir.

2.2. Elmaslı Kesici Testereler

Elmaslı kesici takımlar, uygulama alanına göre seçilen belirli boyutta elmas taneleri ve onları tutmaya, taşımaya yarayan matrizen oluşur. Kesici kısım metalürjik yöntemle sıcak presleme ile üretilir. Matris olarak Co, Ni, Fe, Cu, Sn ve Mn gibi ağır elementler kullanılır. Kobalt ve nikel gibi elementler matriste elmas fazını bağlayıcı görevini üstlenirken, bakır ve kalay bronz olarak dolgu fazını oluşturur. Dolgu fazı kesme operasyonu sırasında aşınarak elmas uçların rahatça kesmesini ve aşınan matris üzerinden talaş oluşumunu sağlar. Elmas kesici takımlarda kesme sürecinde genelde abrasif aşınma sorumlu olup, elmas tanelerinin matris içinde sıkı tutulması ve aşınarak sürekli yeni yüzeylerle kesmesi beklenir. Ancak, kesme koşullarında matris bağı zayıf olan elmas taneleri kayma gerilmeleri altında işlevini yapamadan yerinden sökülür. Ağır abrasif aşınmada ise elmas taneleri mikro-kırılmalar ile körleşmektedir. Bazen elmas tanelerin keskin köşelerini yitirerek körleşmesi gerçekleşir. Bu şartlar pahalı olan elmas kesici takım veriminin düşmesine neden olarak maliyeti arttırmaktadır.

Deneylerde 400 mm çapında kesilecek kayaç

uygunluğuna göre bej mermerler ve granit türü mermerler için Sonmak marka ile andezit türü kayaçların kesimi için Topaş marka üretilmiş olan testereler kullanılmıştır.

Bu testerelerden granit türü mermerler için üretilen testereler dar soketli ve daha geniş su kanalları olacak şekildedir. Testereler üretilirken sert kayaçlar için göreceli olarak elmas sertliğinden daha az sertlikte matriks ve daha küçük boyutlu elmas tanesi kullanılmış, buna karşılık matriksteki elmas konsantrasyonu daha yüksek tutulmuştur. Yumuşak kayaçlar için ise elmas konsantrasyonu daha düşük, fakat daha büyük boyutlu elmaslar kullanılarak üretilmişlerdir. Elmas ile matriks eş zamanlı aşınmalı ve yeni elmas taneleri açığa çıkmalıdır. Soket imali için gerekli elmas miktarı 1cm^3 soket için 1 ile 6 karat arasında değişmektedir. 1 kg. soket malzemesi içerisinde 25 – 120 gr arasında elmas kullanılmaktadır.

Elmas kesici takımların üreticileri belli başlı kesme/delme parametrelerini değiştirerek ideal kesimi sağlamaya çalışırlar. Ancak, doğal taş yapı bileşenlerinin heterojen olması nedeniyle genel olarak firmalar tarafından üretilen kesici takım reçetelerinin (metalürjik mikro yapısal dizayn) faydalı olmamasına neden olur. Kesici takımın verimini optimize edebilmek amacıyla bu çalışmada farklı mekanik ve jeolojik özellik gösteren mermerlerde kesme testi uygulanarak kesme hızı, kesim derinliği ve çevresel hız gibi çalışma parametreleri değiştirilerek en uygun kesim şartları belirlenmiştir.

2.3. Kesilen Kayaçlar ve Deneyler

Kesme deneylerinde altı adet bej mermer (Burdur Beji, Bilecik Beji, Osmaniye Vişnesi, Sivrihisar Beji, Korkuteli Beji ve Söğüt Beji), iki adet andezit (Kayseri Erkilet Andezit ve Afyon Andeziti), bir adet bazalt (Afyon Bazaltı), bir adet tüf (Afyon Tüfü), olmak üzere toplam 10 çeşit hakiki ve ticari mermer kullanılmıştır.

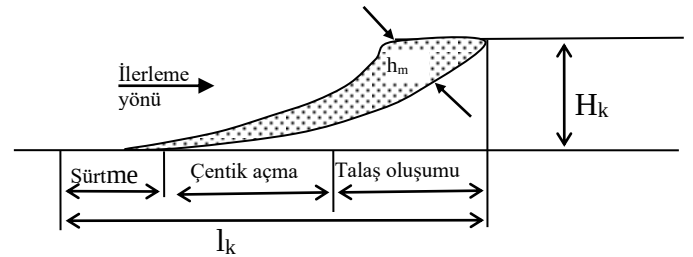
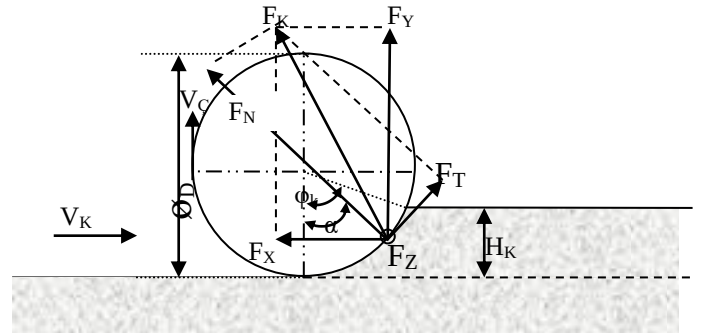
Kesmede kullanılan disk çapının 400 mm olması ve motor gücünün 5 HP olması kesme derinliğini belirleyen en önemli parametrelerdir. Yapılan kesimlerde flanş çapı ve emniyet açıklığı düşürüldüğünde, maksimum 90 mm kanal açılabilceğinden numunenin alt kısmında 20 mm'lik bir pay bırakılarak toplam numune yüksekliğinin 110 mm olması planlanmıştır. Numunenin bir kişi tarafından rahatlıkla indirilip kaldırılabilir boyut ve ağırlıkta olabilmesi için genişlik 200 mm ve uzunluk 500 mm olarak tespit edilmiştir. Bu durumda kullanılan numune boyutları

110 x 200 x 500 mm'dir.

Kesme derinlikleri (H_k) 50 mm. de sabit tutularak kesme hızları (V_k) 0,2, 0,4, 0,6, 0,8 ve 1 m/dak olacak şekilde teste tabi tutulmuşlardır. Yine aynı kayaçlar $V_k:0,5$ m/dak değerinde kesme derinlikleri (H_k) 20, 40, 60, 80 mm olacak şekilde kesme şartları uygulanmıştır. Bu değerlerin altındaki şartlarda kesme oldukça fakir ve verimin düşük olduğu, bu değerlerin üstündeki şartlarda ise kesici testerenin bağlı olduğu motorun aşırı zorlanarak testerenin sıkıştığı ve soketlerin çok hızlı bir şekilde aşındığı tespit edilmiştir. Bu nedenle, dairesel testerenin çevresel hızı 65 m/sn. olarak sabit tutulmuştur. Testerenin temizlenmesi ve kaya talaşlarının testereden uzaklaştırılabilmesi için kullanılan su miktarı 10 lt/dak.dır.

2.4. Kesme Mekanizması

Kesme mekanizması olarak aşağı (aynı yönlü) kesim (downcutting) ve yukarı (zıt yönlü) (upcutting) kesim olmak üzere iki farklı yöntem bulunmaktadır.



Şekil 2. Aynı yönlü kesme için kesme işlemi kinematiği (tönshoff et al., 1993) ve talaş oluşumu sırasında meydana gelen üç aşama (Chen ve Rowe, 1996)

Burada;

F_X : Disk kesme yönünde oluşan yatay kuvvet (N)

F_Y : Disk kesme yönünde oluşan düşey kuvvet (N)

F_Z : Disk kesme yönünde oluşan eksenel kuvvet (N)

F_N : Normal (radyal) kuvvet (N)

F_T : Teğetsel (tanjantiyel) kuvvet (N)

F_K : Kesme Kuvvet (N)

V_C : Diskin Çevresel Hızı (m / sn)

V_K : Kesme (ilerleme) hızı (m / sn)

Ø_D: Diskin (kesici testerenin) çapı (mm)
H_K: Kesme derinliği (mm)
φ_k: Diskin kayaçla temas (kavrama) açısı (derece)
α: Normal kuvvetin etki (aşındırma) açısı (derece)
l_k: Deforme olmayan talaş yüzeyi (μm),
h_m: Deforme olmuş maksimum talaş kalınlığı (μm),

Spesifik enerji değerleri ise

$$SE = \frac{P_m \Phi}{Q_w} = \frac{F_T V_C}{H_K G_S V_K} \quad (1)$$

formül yardımı ile hesaplanabilmektedir.

Burada P_m = Motor gücü(KW); Φ = Motor gücü verimi (%); Q_w = Kesilen hacim (m³); G_s = Soket genişliği (mm).

Aşağı kesme yönteminde yukarı kesme yöntemine göre daha fazla dikey kuvvet ve daha düşük yatay kuvvet oluşmaktadır. Bu sebepten dolayı yukarı kesme yönteminde kesilecek olan kayacın sabitlenmesi eğer blok yeterli boyutta değilse sıkıntılar doğurmakta ve kesme esnasında kayaçta oynamalar oluşarak testereye zarar vermektedir.

Kesici elmas ömrü açısından ise yukarı kesim yaparken elmas kayaca zamanla ve dengeli bir şekilde batarak kesme işlemini yapmaktadır. Aşağı kesme yönteminde testere kayaca ani darbe çarpması yükün tamamını testere üzerine uygulamaktadır. Bu olay ise özellikle düşük hızlarda elmas taneleri kırılarak testerenin ömrü olumsuz yönde etkilenmektedir (Ertingshausen,1985).

Kesme deneylerinde endüstriyel boyutlarda daha fazla kullanım alanı olan aşağı kesme yöntemi kullanılmıştır.

2.5. Verilerin Elde Edilmesi

Kesme işlemi sırasında kesici testerenin ihtiyaç duyduğu enerji tüketimi sistemle entegre bir şekilde çalışan güç analizörü tarafından bilgisayara mikrowat cinsinden 1.2 saniyede bir veri olacak şekilde okunmaktadır. Her bir kesme işlemi bittiği zaman ise o kayacı kesebilmek için harcanan toplam enerji ve süre bilgisayarda veri dosyası halinde tutulmaktadır. Bu veriler Microsoft Excel yazılımı kullanılarak grafiksel olarak her bir parametrenin

zamana karşı grafiği çizilerek incelenmektedir. Veriler grafiğe dönüştürülürken testerenin kayacı kesmeye başladığı ilk 2 – 3 saniyede ve testerenin kesmeyi tamamladığı son 2 saniyeye dek gelen veriler, “kirlilik” (outliers) yani normal grubu bozan veriler oldukları için, grafikten silinmişlerdir. Yaklaşık olarak tüm kayaçlar için toplam yüz otuz beş adet kesme testi yapılmıştır.

3 KESİCİLERİN ÇALIŞMA PARAMETRELERİ VE BİRBİRLERİ İLE İLİŞKİLERİ:

3.1. Kuvvetler

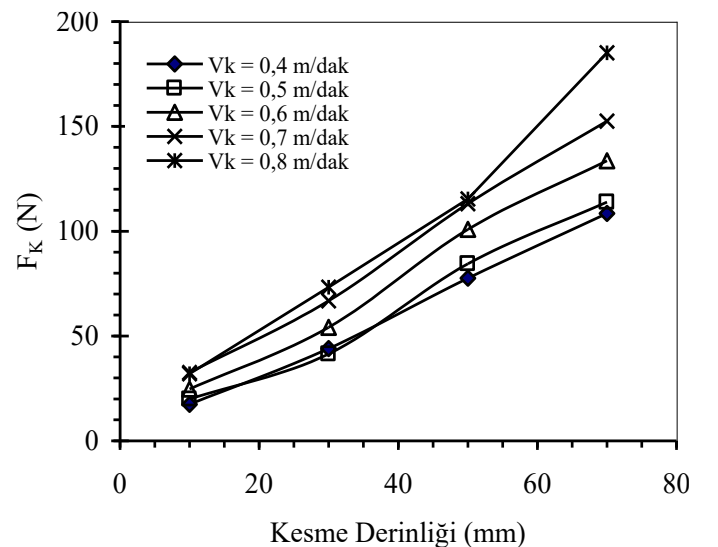
Yatay (F_x), düşey (F_y) ve eksenel (F_z) kuvvetler ölçümler sonucunda bulunan kuvvetlerdir. Bu kuvvetlerin yardımı ile aynı yönlü kesme işlemi için Normal (F_N), Teğetsel (F_T) ve Kesme kuvvetleri (F_K) aşağıdaki formüller yardımı ile hesaplanabilmektedir.

$$F_N = F_Y \cos \alpha + F_X \sin \alpha \quad (2)$$

$$F_T = F_Y \sin \alpha - F_X \cos \alpha \quad (3)$$

$$F_K = \sqrt{F_N^2 + F_T^2} \quad (4)$$

Kesme derinliği ile kesme kuvveti arasındaki ilişki Şekil 3. de verilmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi kesme derinliğinin belirli bir kesme hızında artması ile kesme kuvveti doğrusal olarak artmaktadır. Kesme derinliği ile diğer kuvvetler (F_N ve F_T) arasındaki ilişki de yaklaşık Şekil 3. deki trendi göstermektedir.



Şekil 3. Korkuteli bej mermerinde kesme derinliği

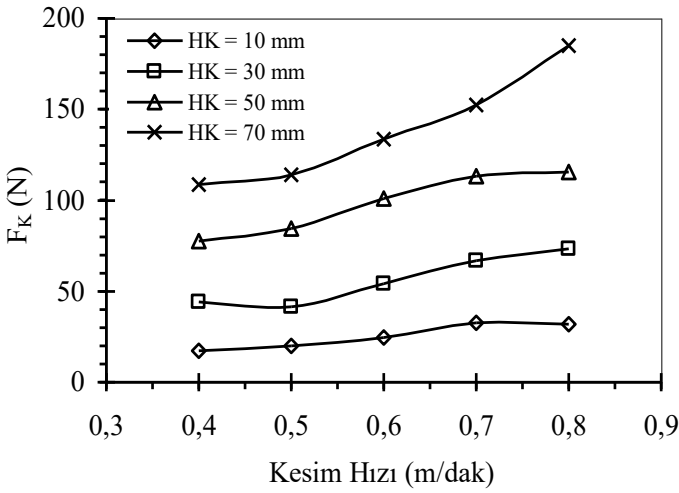
ve kesme hızının kesme kuvveti üzerine etkisi.

3.2. Kesme Hızı

Kesme hızı, birim zamanda kesilen malzeme miktarı olarak tanımlanır ve birimi cm^2/dak veya $\text{m}^2/\text{saattir}$.

Kesme hızının yüksek olması kesicinin normalden daha hızlı bir şekilde aşınarak bitmesine, yavaş olması ise hem kesici testerenin körelerek verimsiz bir şekilde çalışmasına, makinenin boşta çalışarak enerji ve işçilik maliyetlerinin artmasına neden olmaktadır.

Kesme hızı ile kesme kuvveti arasındaki ilişki Şekil 4. de verilmiştir. Kesme hızı ile kesme kuvveti arasında doğrusal bir ilişki söz konusudur. Kesme hızının artması ile tüm kuvvetler artmaktadır.

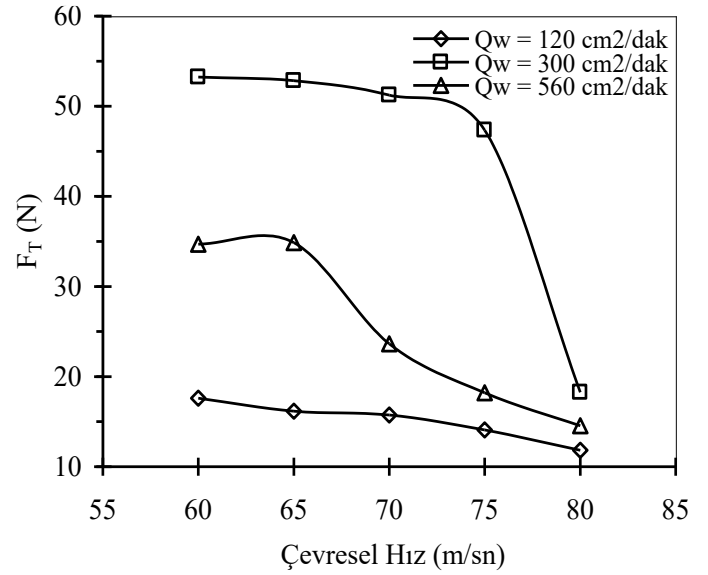


Şekil 4. Korkuteli beji için farklı kesme derinliklerinde kesim hızının kesme kuvvetiyle ilişkisi.

3.3. Çevresel Hız

Kesme işlemi sırasında çevresel hızın artırılması ile kesici testere üzerinde oluşan normal ve teğetsel kuvvetlerde azalmaktadır. Bunun nedeni ise; çevresel hızın artması ile elmas soket başına düşen birim zamanda kesilen kayaç miktarının düşmesidir. Ancak, çevresel hızın belirli bir değerin üzerinde artırılması ile soketler kayaç yüzeyinde patinaj yapar şekilde sürtünerek dönerler ve kesme işlemini yapamazlar.

Çevresel hızın teğetsel kuvvet üzerindeki etkisi Şekil 5.de gösterilmiştir. Grafikten anlaşıldığı gibi çevresel hızın artışı ile genel olarak kuvvetler azalmaktadır.



Şekil 5. Korkuteli Bej mermerinde çevresel hız ile teğetsel kuvvet arasındaki ilişki.

Kesme deneyleri sırasında çevresel hız 65 m/sn olarak sabit tutulmuştur. Bu değer optimum olarak belirlenmiştir.

3.4. Kesme Derinliği

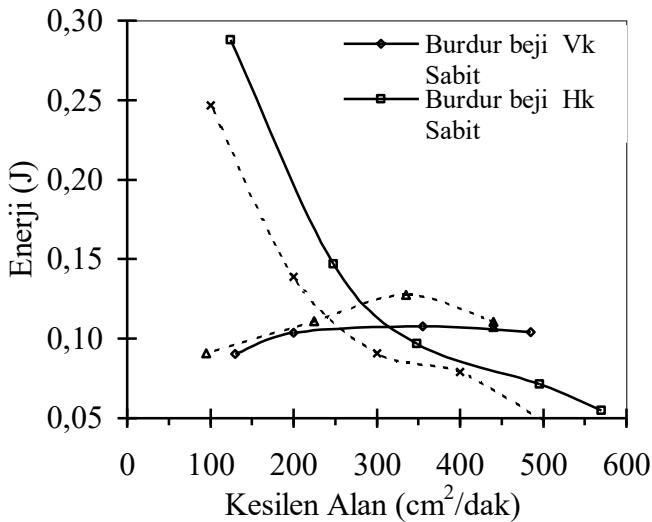
Kesme derinliği olarak kesici testerenin kayaca batış miktarı olarak ifade edilir. Şekil 3-4 de görüldüğü gibi testerenin kayaç içersinde ilerlemesi için gereken kuvvet, testerenin kayaca batması için gereken kuvvetten daha azdır. Buradan birim zamanda üretim miktarının veya kesilen alanın artırılması için kesme derinliğinin artırılması yerine kesme hızının artırılması ile daha az kuvvet harcanarak kesme yapılabilir. Bu sebepten dolayı endüstriyel uygulamalarda, blok kesme makinelerinde kesik plakalar belirli kesme derinliklerinde istendiklerinden, kesme esnasında mermer, traverten ve orta sertlikteki diğer kayaçların kesiminde kesme derinliği bir seferde tamamen verilebilirken, granit diyabaz gibi sert kayaçların kesiminde istenen derinlik 30 mm'den daha fazla ise 8 mm ile 20 mm arasında kademeli kesim yapılmaktadır.

3.5. Spesifik Enerji

Spesifik enerji (SE) birim zamanda kayayı kesmek için gereken enerji miktarıdır ve pratikte pek dikkate alınmamaktadır. Ancak etkili ve verimli bir kesmenin yapılabilmesi için kesme hızının maksimum ve spesifik enerjinin minimum olduğu nokta veya belirli bir aralık olmasına bağlıdır. Bu değer kesme işleminin en ekonomik olduğu durumdur. Bu nedenle, spesifik enerji verimliliğinin

bir ölçüsü ve kriteridir. Spesifik enerjinin optimum olduğu aralıktaki kesme derinliği ve kesme hızının belirlenmesinde kullanılan faktörler kesici motorunun kapasitesi, testerenin geometrik özellikleri ile çalışma parametreleri, kayacın fiziksel ve jeomekanik özellikler sayılabilir.

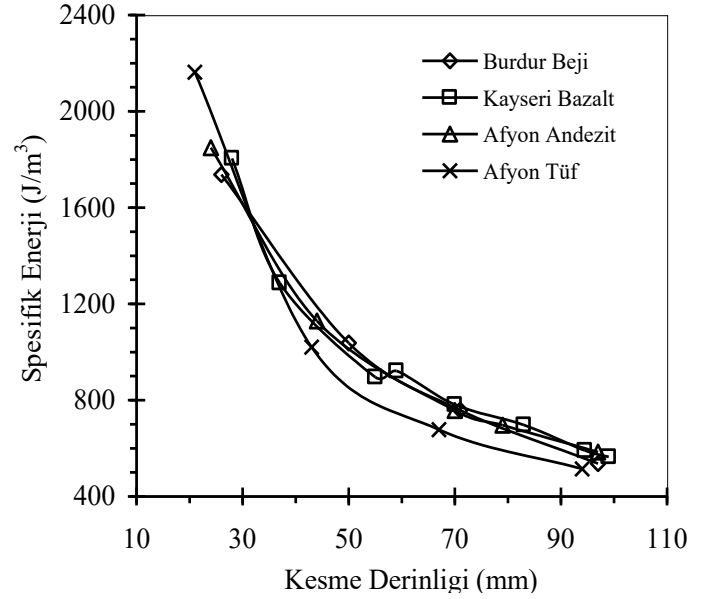
Bu çalışmada optimum kesme aralığının belirlenebilmesi için Şekil 6. da görüldüğü gibi kesme hızı sabit tutulup, kesme derinliği değiştirilerek ve kesme derinliği sabit tutulup kesme hızı değiştirilerek kesme işlemi yapılmıştır. Harcanan enerji miktarı ölçülerek kesme hızı ve kesme derinliğinin optimum olduğu aralık belirlenmiştir. Kesme testleri esnasında, kesme derinliğinin artırılması ile enerji tüketimi çok küçük oranlarda artmakta veya sabit olmaktadır. İleri aşamalarda kesme derinliğinin artması testereyi sıkıştırarak başarısız olmasına neden olmaktadır. Kesme hızının artması ile belirli bir değere kadar enerji tüketimi keskin ve büyük oranlarda düşüş göstermektedir. Bu sınır değerinden sonra ise enerji tüketimindeki azalma daha küçük oranlarda olmaktadır. Kesme hızının daha yüksek tutulması ile hızlı kesim şartları oluşmakta ve kesici aşınması artmaktadır.



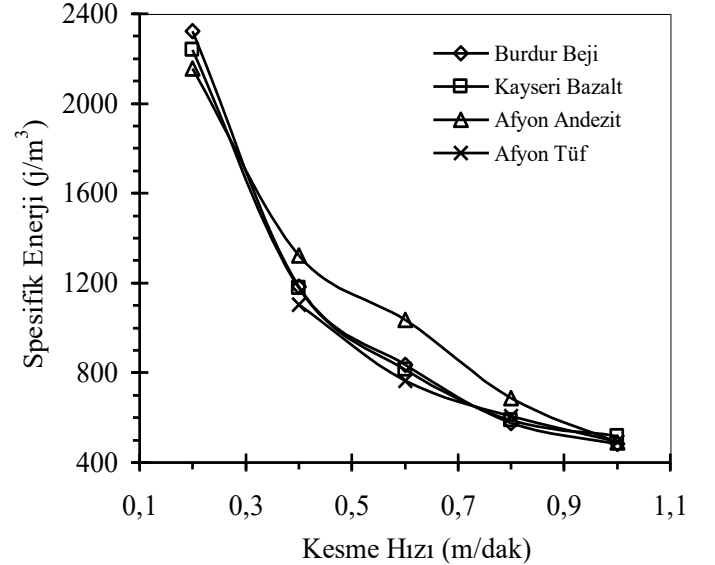
Şekil 6. Bej kayaçlarda spesifik enerji için optimum kesme derinliği ve kesme hızının belirlenmesi.

Şekil 7-8'de görüldüğü gibi makinenin kapasitesine göre kesme derinliği ve kesme hızı artırıldıkça spesifik enerjide belirli bir sınıra kadar hızlı bir şekilde azalmakta daha fazla derinliklerde ve yüksek kesim hızında ise spesifik enerjideki azalma hızı düşmektedir. Kesme hızının spesifik enerji ile ilgili grafiğin eğimi, kesme derinliğini spesifik enerji ile olan grafiğin eğiminden daha yüksektir. Buradan da kesme işlemi sırasında, kesme verimi açısından;

kesme hızının artırılması kesme derinliğinin artırılmasından daha faydalı olduğu görülmektedir.



Şekil 7. Spesifik enerjinin kesme derinliği ile ilişkisi.

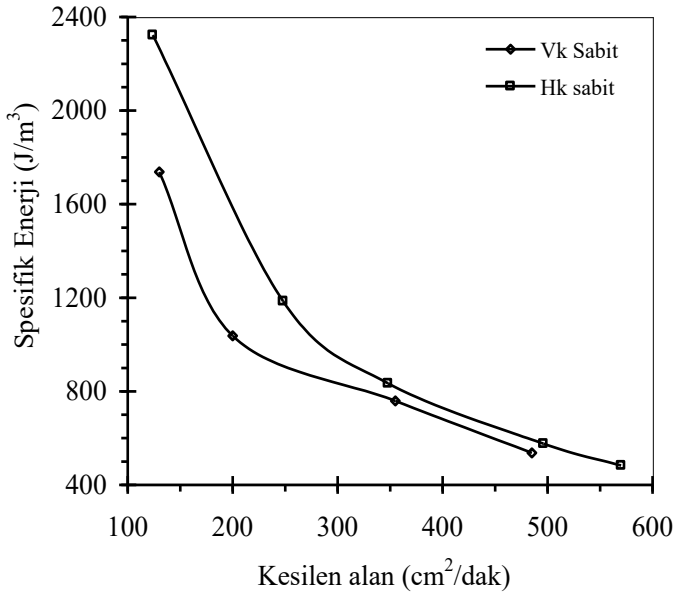


Şekil 8. Spesifik enerjinin kesme hızı ile ilişkisi

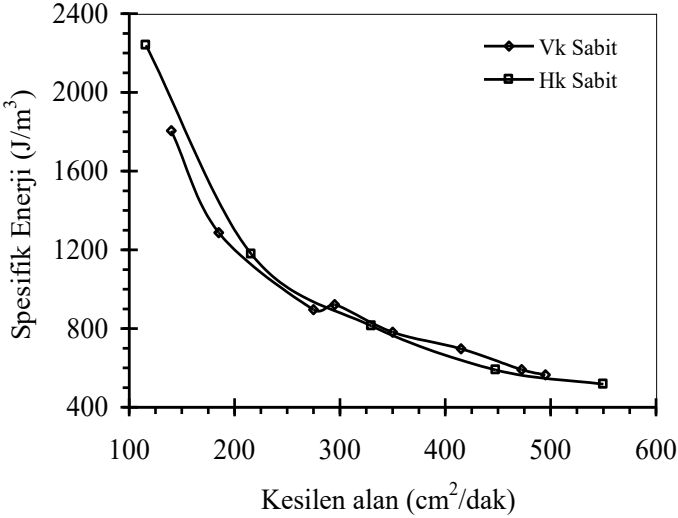
Farklı kayaçlar için kesilen alan ile spesifik enerji ilişkisi incelendiğinde (Şek. 9 - 11), belirli bir değere kadar (yaklaşık 200 cm²/dak) kesme hızı artırıldıkça, spesifik enerjide keskin bir düşüşün olduğu, 200 – 300 cm²/dak aralığında eğrinin bir bükülüm göstererek 300 cm²/dak değerinden sonra spesifik enerjide daha az oranlarda bir düşüş görülmektedir. 500 cm²/dak değerinden daha yüksek değerlerde ise kesici makinenin gücünün yetersiz kaldığı ve hız invertörleri aracılığı ile kesme hızında ve çevresel hızda düşüşler gözlemlendiği kesici testerenin sıkışarak kesme işleminin yapılamadığı gözlenmiştir.

Bej ve andezit kayaçları için kullanılan testerelemin optimum kesme hızı 0,4 m/dak ve kesme derinliği 60 mm şeklinde belirlenerek, bu değerler sabit tutulmuştur. Bazalt örneklerinde ise hem mermer testeresi, hem de granit testeresi

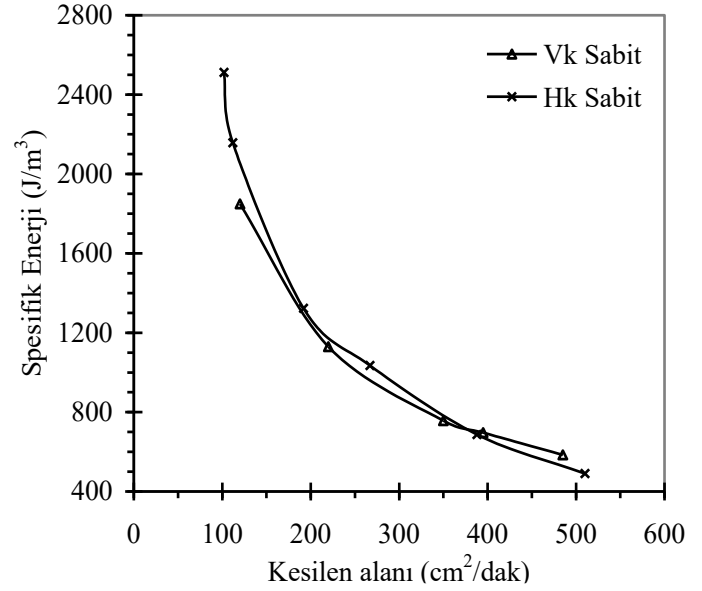
kullanılarak, optimum kesme hızı 0,5 m/dak ve kesme derinliği 50 mm olarak saptanmıştır. Bu değerler de deneyler boyunca sabit tutulmuştur..



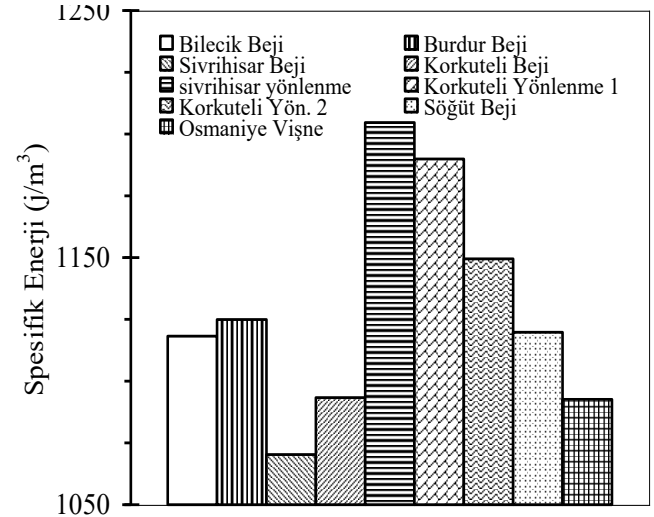
Şekil 9. Burdur Beji için kesilen alan ile spesifik enerji arasındaki ilişki.



Şekil 10. Kayseri Erkilet Bazaltı için kesilen alan ile spesifik enerji arasındaki ilişki.



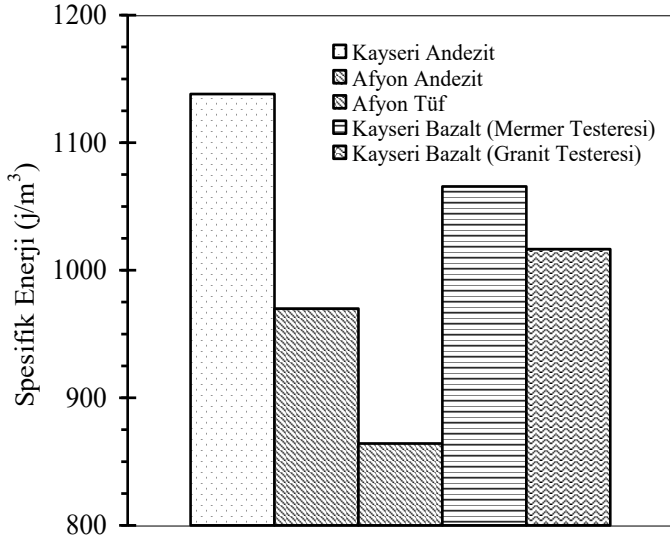
Şekil 11. Kayseri Erkilet andeziti için kesilen alan ile spesifik enerji arasındaki ilişki.



Şekil 12. Farklı kayaçlar için spesifik enerji değerleri (Bej grubu)

Kesme deneylerinde uygun şartlarda bej grubu kayaçların spesifik enerji dağılımı Şekil 12'de verilmiştir. En düşük spesifik enerji Sivrihisar Bejinde üretilmiştir (1070 j/m³). Bu durum kayacın jeomekanik özellikleri ile ilgili olup, kayaç oldukça mikro ve makro çatlaklara sahiptir. Bu çatlaklar ikincil olarak kalsit ile doldurulmuştur. Ayrıca Sivrihisar bejinin dayanım değeri ile sertliği diğer kayaçlardan daha düşüktür. En yüksek spesifik enerji tüketimi Burdur bejinde (1125 j/m³) olmuştur. Bu kayaç oldukça sağlam ve herhangi bir süreksizlik içermemektedir. Dayanım değerleri ve sertliği de yüksektir. Kaya özelliklerinin kesme deneyi ile ilişkisi başka bir çalışmada verilecektir. Yönlenmenin spesifik enerji üzerindeki etkilerini görmek için Sivrihisar ve Korkuteli beji kayaçlarından (aynı bloktan) farklı yönlerde alınan

numuneler aynı şartlarda kesme testlerine tabi tutulmuşlardır. Ters yöndeki kesim testlerinde Sivrihisar beji için % 12,5'lik ve Korkuteli beji için % 9'luk bir spesifik enerji artış farklılığı belirlenmiştir. Bu durum kayaçların heterojen ve minerallerin belirli doğrultularda yönlenmesinden ileri gelmektedir.



Şekil 13. Farklı kayaçlar için spesifik enerji değerleri (Aşındırıcı kayaçlar grubu).

Andezit türü kayaçlar için, andezit testeresi ile yapılan kesme testlerindeki spesifik enerji dağılımı şekil 13'de sunulmuştur. Kayseri Erkilet Andezitinin spesifik enerjisi (864 J/m³) bej grubu kayaçların spesifik enerjisinden daha düşük değerlerdedir. Bu durum testere özelliklerinin yani testere tasarım parametrelerinin ve soket (elmas ile matriks) özelliklerinin ne denli önemli olduğunu ortaya koymaktadır. Kayacın özelliklerine göre uygun testere seçimi gerekmektedir. Kayseri Erkilet Bazaltının mermer testeresi kullanılarak yapılan kesiminde granit testeresi kullanılarak yapılan kesimine göre % 5 'lik daha fazla spesifik enerji tüketilmiştir.

4 SONUÇLAR

Bu çalışmanın genel sonuçları aşağıdaki şekilde özetlenebilir:

Farklı derinlik ve kesme hızlarında tam otomatik, bilgisayar kontrollü, mini yan kesme düzeneği kullanarak kayaçların optimum kesme parametreleri belirlenmiştir. Kesme parametrelerinin optimum değeri spesifik enerjinin minimum olduğu ve kesme hızının (ilerlemenin) maksimum olduğu değer veya aralıktır.

Kesme derinliğinin artması ile spesifik enerji azalmıştır. Ancak daha ileri aşamalardaki kesme

derinliğinin artması verimli bir kesmeyi ortadan kaldırmaktadır. Diğer bir deyişle testere dayanımı belirli dikey ve yuvarlanma kuvvetlerinin uygulanması ile sınırlıdır.

Kayaçlarda kesme derinliği, kesme hızı ve çevresel hızın kuvvetler üzerine ve enerji sarfıyatı üzerine etkileri incelenmiş olup, kesme derinliği ve kesme hızı artırıldıkça kuvvetlerde de doğrusala yakın bir artışın olduğu tespit edilmiştir. Çevresel hızın artması ile genel olarak kuvvetler azalmaktadır. Çevresel hızın aşamalı ve kontrollü olarak artırılması, fakat belirli bir sınırın üzerine çıkarılmaması gerekmektedir.

Birim hacimdeki kayacı kesmek için harcanan enerji, kesme hızının ve kesme derinliği değerlerinden birinin sabit tutularak diğerinin artırılması ile büyük oranda azalma görülmektedir. Bu ise kesme verimini olumlu etkilemektedir.

Bej mermer grubundan en kolay kesilebilen mermer olarak oldukça çatlaklı, dayanımı ve sertliği diğerlerine göre düşük olan Sivrihisar beji, kesimi en zor olarak ise sağlam ve basma dayanımı yüksek olan Burdur beji olduğu görülmüştür.

Kayacın kesim yönü testerenin verimliliği için önemli bir kriterdir.

Andezit testeresi kullanılarak yapılan kesme deneylerinde basma dayanımı en düşük olan Afyon tufünün en kolay kesilebilen kayaç olduğu, dayanımı en yüksek olan Kayseri erkilet andezitinin ise en zor kesilebildiği tespit edilmiştir.

Bazalt türü kayaçların kesimi esnasında kayaçlara uygun üretilmiş olan testere kullanmanın, mermer türü kayaçları kesmek için üretilen testere kullanmaktan spesifik enerji açısından % 5 lik bir verimin olduğu görülmüştür.

5 KAYNAKLAR

- Akkurt, M. 1996. Talaş kaldırma yöntemleri ve takım tezgahları. İstanbul: Birsan yayınevi.
- Büyüksağış, İ.S. 1998. Dairsel testereli blok kesme makinelerinde mermerlerin kesilebilirlik analizleri. Doktora Tezi. Eskişehir: Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri enstitüsü.
- Chen, X. & Rowe, B.W. 1996. Analysis and simulation of The Grinding Process. Mechanics of Grinding, International Journal of Machine Tools Manufacture. 36/8: 883 – 896.

- Ersoy, A. & Atıcı, Ü. 1999. Mermer kesicilerin aşınma mekanizmaları. Türkiye 16. Madencilik Kongresi. TMMOB Maden Mühendisleri Odası. Ankara: 107 – 115.
- Ertingshausen, W. 1985. Wear process in sawing hard stone. *Industrial Diamond Review*. 48:212 – 258.
- Eyüboğlu, A.S. 2000. Diskli soketlerdeki aşınmaların Ankara andezitlerinde İncelemesi. Yüksek Lisans Tezi, Ankara: Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Jennings, M. & Wright, D. 1989. Guidelines for sawing stone. *Industrial Diamond Review*. 49:70-75
- Karagöz, Ş., Zeren, M. 1996. Elmaslı kesici takımların mikro yapısal dizaynı üzerine araştırmalar. 1. Ulusal Toz Metalürjisi Konferansı: 459 – 467.
- Karagöz, Ş., Zeren, M. 1997. Sürekli disk tipi elmaslı kesici takımlarda hata karakterizasyonu. 9. Uluslararası Metalürji ve Malzeme Kongresi: 517 – 525.
- Luo, S.Y., Liao, Y.S. 1995. Study of behaviour of diamond saw – blade in stone processing. *Journal of Materials Processing Technology*. 51:296 – 308.
- Tönshoff, H.K., Wobker, H.G. & Przywara, R. 1993. das Arbeitsverhalten von Werkzeugen zum trennschleifen von Gestein. *Industrie Diamanten Rundschau*: 198 – 205.
- Tönshoff, H.K., Buchholz, W. & Przywara, R. 1994. Bandschleifen von Gestein mit Diamantwerkzeugen. *Industrie Diamanten Rundschau*: 165 – 169.
- Ünver, B. 1992. Kayaların testerelerle kesilebilirliğinin pratik olarak belirlenmesi için istatistiksel bir yaklaşım. *Madencilik dergisi*. Ankara: 3:17 – 25.
- Ünver, B. 1996. A Statical method for practical assesment of sawability of rocks. *Eurock ISRM International Symposium*: 59 – 65.
- Wright, D.N. 1986. The Prediction of diamond wear in sawing of stone. *Industrial Diamond Review*. 5: 213 – 216.
- Wright, D.N. & Cassapi, V.B. 1985. Factors influencing sawabilty of stone. *Industrial Diamond Review*. 45:212-258.
- Xu, X. 1999. Friction studies on the process in circular sawing of granites. *Tribology Letters*. 7: 221 – 227.
- Xu, X. 2001. Study on thermal wear of diamond segmented tools in circular sawing of granites. *Tribology letters*. 10/4:245 – 250.

Taşocağı
Quarries

Rock mechanics aspects of the lightweight pumice concretes

İ. Uğur & L. Gündüz

Department of Mining Engineering, Suleyman Demirel University, Isparta, Turkey

ABSTRACT : Nowadays, using the trend of different types of porous and lightweight natural rocks, owing to different characteristic properties, is specially becoming very popular in civil sector as a lightweight building material. A comprehensive experimental research work was carried out to determine the technical specifications of the lightweight pumice concretes on the basis of the rock mechanics aspects. In the research, the effect of fine materials on the bulk density of the aggregates by weight and the effect of fine materials on the compressive strength of the lightweight pumice concrete as well as on the unit volume weight of the fresh and cured concretes were analysed. Stress-strain relationships of the lightweight concretes were examined to build the related approximations. Elasticity and elasto-plasticity properties of the concretes were derived in detail. In this paper, all the rock parameters of block materials produced from porous and lightweight natural rocks were related with the concerning scales and the parametric values were discussed. The mathematical approaches newly developed for determining the rock mechanics parametric properties are also discussed.

1 INTRODUCTION

Increasing utilisation of lightweight materials in civil structuring applications, is making pumice stone a very popular raw material as a lightweight rock. Due to its having a good ability for making the different products based on its physical, chemical and mechanical properties, the pumice aggregate finds a large using area in civil industry as a construction material. In order to design an initial stage of a building project, the construction material properties should be well evaluated. Therefore, the need arises to analyse the materials to be used in construction experimentally in detail. This forms the backbone of any material analysis models in engineering applications.

Pumice stone has been used for centuries in the world. Pumice aggregate can be found in many places around the world where volcanoes have been present. Although it has been used successfully in many countries finding new and improved ways to build with pumice is becoming widespread. Due to its toughness and durability, pumice is a well known lightweight concrete aggregate for over two thousand years. Pumice aggregates combined with Portland cement and water produces a lightweight thermal and sound insulating, fire-resistant lightweight concrete for roof decks, lightweight

floor fills, insulating structural floor decks, curtain wall system, either prefabricated or in-situ, pumice aggregate masonry blocks and a variety of other permanent insulating applications. To obtain a series of technical parameters with masonry blocks and in accordance with the standards is the necessary preconditions for the developed blocks, having different shapes and geometrical properties depend on the varying using areas. In order to analyse these properties correctly, some detailed experimental researches must be carried on these products with the quality factor definitions and the standard base values must be developed. For this purpose, all of the technical detailed properties of the block types must be determined depending on the principles of rock mechanics and the geo-mechanical parameters must be well defined. During the crushing process of the material under pressure, a series of theoretical and statistical definitions must also be developed. In literature, rock mechanics aspects and the technical specifications have not been well defined yet for the natural lightweight aggregates to produce the construction materials. On the other hand, stress-strain relationships for the lightweight concrete materials should also be defined, especially on the behalf of the lateral and vertical stress propagations considered.

It is a common practice to classify lightweight concrete into three categories. These are insulating concrete, intermediate concrete and constructional concrete. This classification is based on unit weights, and integrates between types and uses of aggregates. All the research studies, carried out to analyse the performance of the lightweight pumice concrete for stability and durability conditions, have showed that these concrete types could be achieved with pumice aggregates.

Various artificial and natural porous aggregates of concrete are used in civil engineering field as a filler or for the manufacture of heat and sound insulating lightweight structural elements as well as load bearing structural elements. Commonly used in most industrialized countries, lightweight concrete is now being produced in increasing quantities. The most popular among them are ceramsite, slag pumice, agloporite tripoli gravel, ash gravel, ash agloporite gravel, expanded perlite, shunguzit, volcanic slag, pumice, etc. All the porous aggregates have their own specific properties, which markedly affect the properties of lightweight concretes.

It has been stated that, despite the different properties of porous aggregates, lightweight concretes have some common regularities and properties. Lightweight aggregates generally have an enormous advantage in comparison to natural aggregates due to their structural pores and their consistent properties (Kornev et.al., 1980).

From these aggregates, pumice is a lightweight, porous effusive rock, with an extremely vacuolated structure, and closed pores due to the formation of gaseous bubbles during the rapid cooling and consolidation of the magma (Failla et.al., 1997).

2 PUMICE AS CONCRETE AGGREGATES

Pumice is a well known lightweight concrete aggregate, although its use has mainly been restricted to dry mixes such as for block making and masonry use. There are both advantages and drawbacks connected with the material as an aggregate. Its compressive strength is low, between 5 and 7 MPa for usual pumice material of normal gradation. Therefore, high strength constructional concrete is not to be expected. However, the relation between weight and strength may be favourable for pumice concrete, and the ease of handling, insulating qualities and other properties then make it advantageous.

The surface texture of pumice is such that their concrete types require more binding media than if they were made of smooth or glazed surface

aggregates. The abrasive nature causes a define stiffness in lean concrete, which may be an advantage in mixes for block making since it causes less breakdown of the products in production. On the other hand, some of the binding media enters into the pumice surface and more of the binding media is required, which increases costs of production. In rich concrete the dense cement paste imparts the drying of the aggregates.

3 LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE

Lightweight concrete is generally a concrete with specific gravity 800-1800 kg/m³. Specific gravity can be lowered either using porous, therefore light, aggregates instead of ordinary ones, or introducing air into the mortar, or removing the fine fractions of aggregate, and compacting concrete only partially. In all cases, the main aim is to introduce voids into the aggregate into the mortar or between mortar and aggregate. A combination of the three methods can also be made in order to reduce furtherly the weight of concrete. The use of lightweight aggregates is by far the simplest and most commonly used method of making a lightweight concrete and pumice is the most widely used lightweight aggregate especially for lightweight structural concretes. The specific gravity of the concrete is about to 900 - 1600 kg/m³.

Structural lightweight aggregate concretes are considered as alternatives to concretes made with dense natural aggregates because of the relatively high strength to unit weight ratio that can be achieved (Bomhard, 1980).

Other reasons for choosing lightweight concrete as a construction material are becoming increasingly important as more attention is being paid to energy conservation and to the use of waste materials to replace exhaustible natural sources. For example, the thermal resistance of such materials increases with the decreasing density and this ensures considerable amount of energy savings (Newman and Bremner, 1980).

Strength of coarse aggregate for constructive lightweight concretes is always considerably lower than that for mortar component. Therefore, under force actions their destruction takes place in grains and interlayer of mortar rather than due to adhesion rupture between aggregates and mortar as in heavy concrete. Adhesion between aggregates and matrix is considerably higher than that in dense aggregates that is not only the effect of porous rough surface of granules, but also physicochemical influence of hardened cement paste and aggregates due to self vacuum treatment, strengthening of contact zone as well as formation of new hydrated compounds. All

these processes, proceeding during lightweight concretes hardening, affect positively the adhesion between aggregates and mortar and also bond between tendons and concretes.

Positive factor in lightweight concretes is also the “compatibility” of elastic properties for porous aggregate and mortar as strength and elastic modulus of aggregates in heavy concretes are several times higher than those of mortar. Therefore, concentration of stresses on the boundary of porous aggregates and cement mortar decreases and as a consequence, there increase the stresses corresponding to the boundary of micro cracks formation and to creep transition from linear to non-linear one.

In connection with the fact that porous aggregates have rather low elastic modulus, most types of lightweight concretes as compared to heavy ones, have non-elastic (plastic) strains both in compression and tension. It is explained by higher brittleness of lightweight concretes. Figure 1 shows typical stress-strain diagrams under compression of lightweight and heavy concretes.

In lightweight concrete, coating with uniform bonds throughout the surface of aggregate granules is created in contact zone between mortar and aggregate due to absence of water film because of suction of chemically uncombined water by aggregate. This develops a higher adhesion between porous aggregate and mortar and promotes decrease of plastic strains.

Lightweight concretes have high shrinkage that is the cause of low elastic modulus of porous aggregates. In connection with this shrinkage of lightweight concretes is, as a rule, 1.3-2 times higher than that in heavy concrete depending on the sort of coarse and fine aggregate (Kornev et.al., 1980). Maximum compressibility of lightweight concretes is considerably higher than that in heavy concrete. The simplified example of this is given in Figure 2. It is determined by the fact that elastic modulus of lightweight concrete are markedly lower than those of heavy concrete. Although plastic strains of heavy concrete are comparatively high, but they do not compensate higher elastic strains of lightweight concretes. High maximum compressibility of lightweight concretes affects positively on the strength of pre-stressed members (Kornev et.al., 1980).

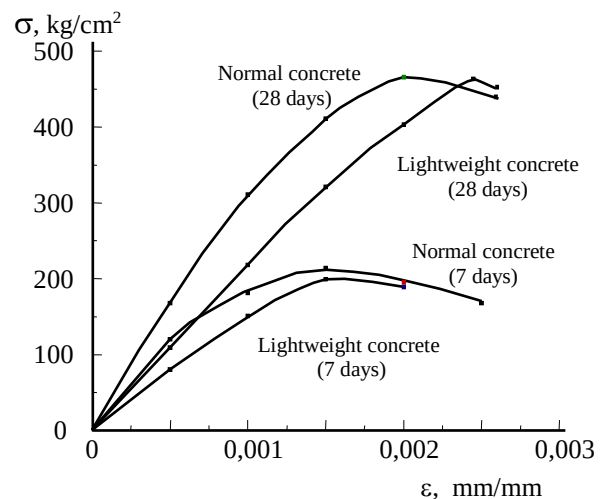


Figure 1. Stress-strain diagram for lightweight and normal concretes (after Kornev et.al., 1980).

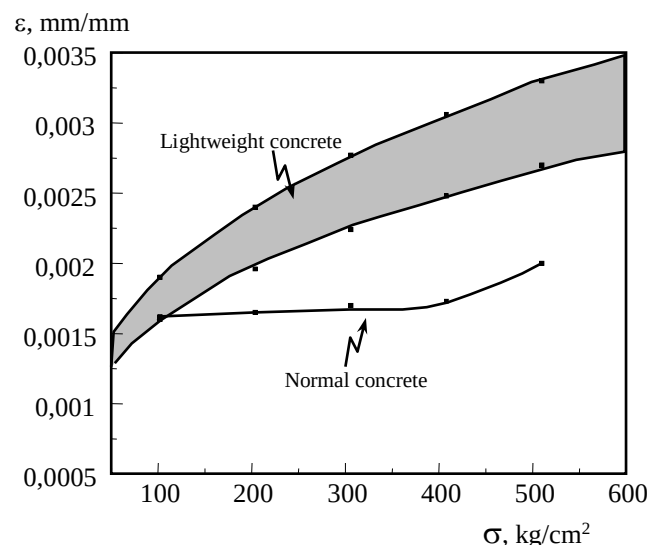


Figure 2. Compressibility of lightweight and normal concretes.

4 ROCK MECHANICS ASPECTS OF LIGHTWEIGHT PUMICE CONCRETES

The efficiency of a structural material to carry loads is given by its “specific strength” which is expressed by the ratio of strength to relative density of the material.

There are several considerations that limit the maximum strength of high strength lightweight aggregate concrete. The decisive factor is the individual particle strength of the largest pieces of lightweight aggregate. Each particular material has a limiting strength “ceiling” beyond which there can be no appreciable strength gain despite large increases in cementitious materials. This strength “ceiling” is a function of the strength of the vitreous material and the quantity, size, shape and distribution of the envelope pores. All coarse aggregates have continuous gradations of low inter particle void content that requires a minimum

amount of cementitious mortar to achieve satisfactory workability.

The influence of the top size of coarse lightweight aggregate on ultimate compressive strength was analysed by several investigations in which the effects of other variables were minimized. For this particular material, maximum achievable strength occurs when the aggregate top size is limited to approximately 10-15 mm.

Long term strength gain of the structural lightweight concrete was generally greater than the conventional concretes due to the continuous hydration of the binder with the slowly released moisture, resulting from water absorbed within the pores of the lightweight aggregate. This process of “internal curing” is possible when the moisture content of the lightweight aggregate at the time of mixing is at least equal to that achieved by soaking for one day (Holm, 1980).

According to the principles of rock mechanics, the experimental research findings related with the technical properties of lightweight concrete were evaluated and defined in detail in order of importance. The strength of concrete generally show a variation with the function of the rock components, water/solid ratio and cement dosage used in concrete mixture. For this reason, the strength value of the mixture is generally defined with the value after a period of 28 days curing time. In general applications, the strength of the concrete after 28 days can be acquired by the way of determining the uniaxial compressive strength of the standard concrete samples. In addition, especially in excessive stress conditions, the critical stress value with the unit elongation or strain must be investigated in detail.

For the common concrete applications, which were produced from natural aggregates, like sand and gravel, the stress-strain relationships were modelled in similar forms by different scientists and a general statement was developed by Hognestad (Ersoy,1985). The schematical sketch of stress(σ)-strain(ϵ) characteristics of this model for the normal concretes was illustrated in Figure 3.

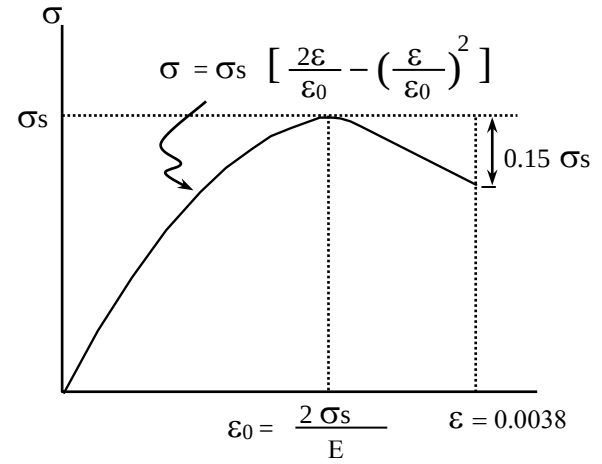


Figure 3. Hognestad curve for conventional concretes (Ersoy, 1985).

When the experimental research findings were evaluated, the stress-strain relationship characteristics of the normal concrete applications can be compared by plotting the Hognestad curve. As a result of this comparison, the ϵ_0 value was taken as the strain value corresponding to maximum stress value varied numerically between 0.0013 and 0.0024 (Cengizkan and Ersoy, 1999). The maximum strain changing the characteristics of Hognestad curve was empirically determined by the Equation 1.

$$\sigma = \sigma_s \left[\frac{2\epsilon}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad [1]$$

where;

σ : Strength of the concrete, MPa,

σ_s : Strength of the cylindrical concrete sample, MPa,

ϵ : Unit strain value of the concrete,

ϵ_0 : Maximum strain value of the concrete,

E : Elasticity modulus of the concrete, MPa.

As a result of the recent investigations, different form of the stress-strain relationships defined with Hognestad curve, can be used for estimating the behaviour of naturally porous lightweight aggregates concretes. Hognestad curve and its using principle which will be used for lightweight concrete applications were re-evaluated and shown in Figure 4 (Cengizkan and Ersoy, 1999).

As seen in the figure, for the determination of the maximum stress characteristics of lightweight concrete, the definition of the limit strain value was given in Equation 2 (Cengizkan and Ersoy, 1999).

$$\epsilon_0 = \frac{1.4\sigma_s}{E} \quad [2]$$

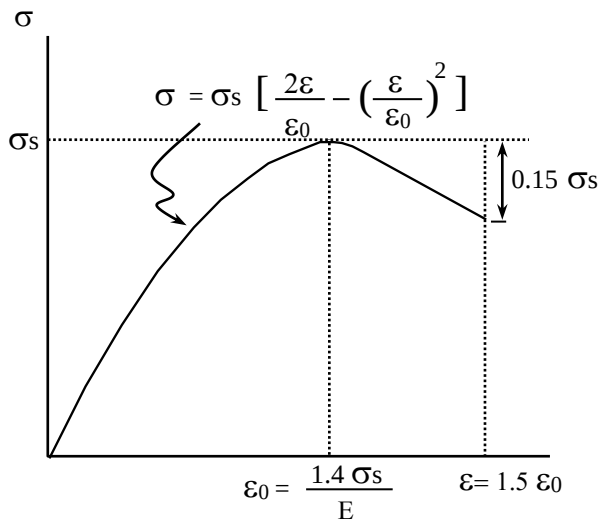


Figure 4. Hognestad curve for lightweight concretes.

Figure 4 illustrates the maximum stress value as a function of ε_0 value. In this definition, ε_0 is a parameter considered as limit value which depends on the elastic modulus of the mixture combination.

A comprehensive experimental research work was carried out to determine the stress-strain characteristics of the pumice lightweight concretes in the laboratory. Two different types of pumice stones were used in the analyses : Pumice from the Isparta region and pumice from the Nevşehir region. The pumice lightweight concrete mixtures were cast with the cement dosage of 250 kg/m^3 . The standard lightweight samples were tested after 7 and 28 days curing time to determine the stress-strain characteristics of each sample. Figure 5 and Figure 6 show the analyses results. These figures show that the stress-strain characteristics of the lightweight mixtures are similar to the Hognestad Curve theory mentioned above.

According to the general explanations given above, in order to determine and to analyse the characteristic properties of lightweight concrete of which the composition is natural porous materials, a series of experimental and observational researches were carried out in rock mechanics laboratory of SDU Mining Engineering Department. In this research, pumice formations as lightweight and natural porous materials were analysed. For this purpose, the material was crushed, washed and screened into different particle size fractions. Then, these fractions were used in lightweight concrete block samples in different quantities.

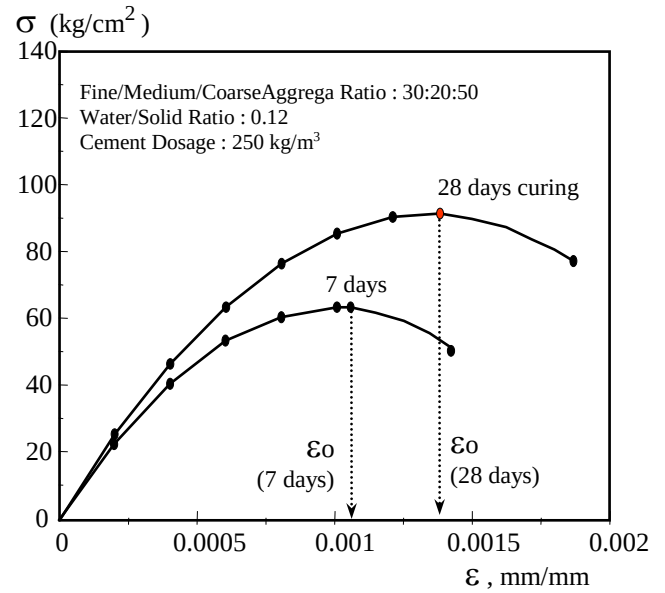


Figure 5. Stress-strain characteristics of pumice lightweight concrete (Isparta Region).

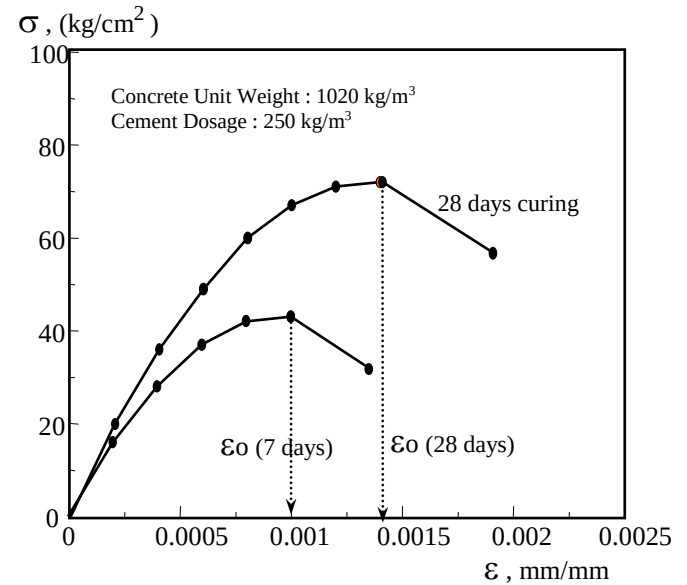


Figure 6. Stress-strain characteristics of pumice lightweight concrete (Isparta Region).

The water/solid ratio was determined as 0.10-0.35 for granulometric mixtures of $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$ cubic blocks. To determine the strength of cubic blocks, 7, 14 and 28 curing day, cube strength experiments were carried out. Granulometric compositions, used in lightweight concrete mixtures were given below:

- 16 mm- 8 mm (Coarse aggregate)
- 8 mm - 4 mm (Medium aggregate)
- < 4 mm (Fine aggregate).

The elastic properties of lightweight concretes depend on a variety of factors. The most important among them are the type and the quantity of coarse

and fine aggregates in the concrete composition. For this reason, to obtain lightweight concrete combinations, different quantities of coarse, medium and fine aggregates and different proportions of cement contents were used in the mixture. The goal of this research is to estimate the strength of prismatic hollow blocks by using the values of different mixture compositions. In order to analyse the strength of pumice blocks, the relationships between the cubic block strength and the strength of prismatic hollow blocks were investigated. The shape and nominal dimensions of the samples used in analyses were given in Figure 7.

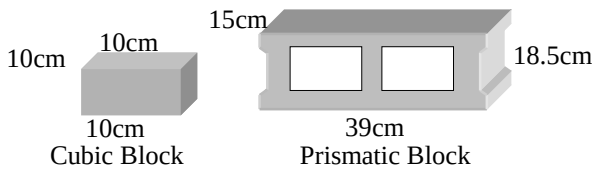


Figure 7. Block sample types used in analyses.

According to the analysis findings, strength of the cubic blocks displays a strong dependency on cement content and this relationship was investigated in detailed in the research. The strength of the hollow blocs were also defined and interrelated with the cubic block strength. The results showed that the ratio of σ_{pr}/σ_c was in linear change with the cement content used in the mixture (Gündüz and Uğur, 2000). The acquired findings were given in Equation 3.

$$\sigma_{pr}/\sigma_c = 0.613 - 0.0003 * Dz \quad (R^2 = 0.98) \quad [3]$$

where,

σ_{pr} : Prismatic hollow block strength, kg/cm²,
 σ_c : Cubic block strength, kg/cm²,
 Dz : Cement dosage, kg/m³.

The elastic modulus of the cubic blocks used in the experiments were determined separately and the relationship between elastic modulus and the material was defined with the empirical equation given in Equation 4. This relation is in the acceptable limit values according to the Sperman Rank Correlation Methods.

$$E_p = 13.42 * \rho * \sqrt[3]{\sigma_c} \quad [4]$$

where;

E_p : Elasticity modulus of lightweight pumice block, kg/cm²,
 ρ : Density value of lightweight pumice block, kg/m³.

From the findings, the stress-strain changing characteristics of the pumice blocks were analysed and the σ - ϵ relations obtained from different combination of mixtures were given in Figure 8.

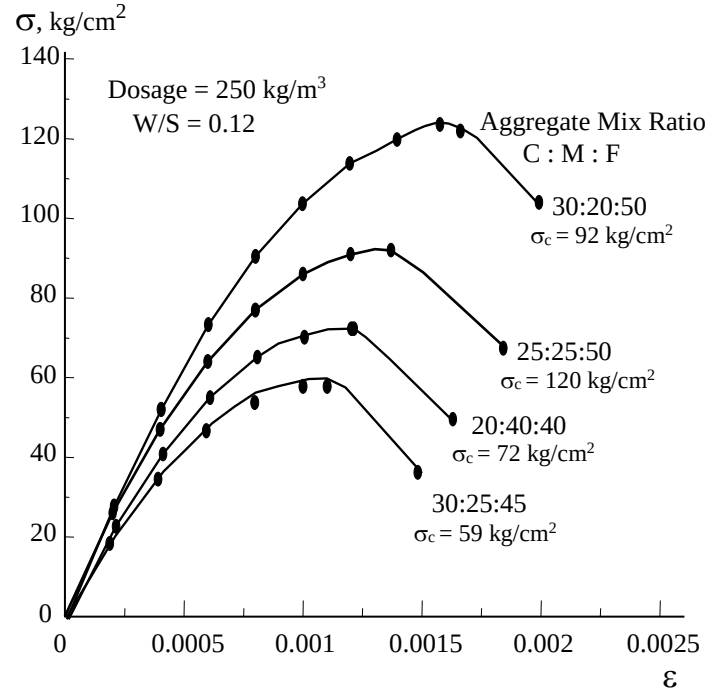


Figure 8. Stress-strain characteristics of pumice blocks.

Figure 8 illustrates the $\sigma_{pr} - \sigma_c$ characteristic change of the cubic blocks and it shows a similarity with Hognestad curve of which the definition is given above. In addition, it can be clearly concluded that the pumice granulometry used in the mixture combination how affects the block strength from this approach. Here, the maximum stress value obtained for each block of separate mixtures are different from each other and it was also observed that the increasing of fine aggregates in the mixture, maximum strength and strain values to be formed. Although the increase in fine aggregates acquires high strength, high quantities of fine aggregates are not desired because of causing the high density.

Because, the aim of using pumice is to obtain lightweight blocks of which the strength and strain values are in acceptable limits. For this purpose, the most suitable mixture combinations must be determined with the analyses to be performed. From the experimental and observational findings on this subject, a mathematical approach was developed for determination of maximum stress value. The

empirical equation of this approach was given in Equation 5.

$$\sigma = \sigma_c \left[24.91 \frac{\rho^* \varepsilon}{\sqrt[1.5]{\varepsilon_c}} - 155 \frac{\rho^2 * \varepsilon^2}{\sqrt[0.75]{\sigma_c}} \right] \quad [5]$$

The another parameter which affects the strength characteristics of the blocks is the cement content in the mixture and the other block parameters varying depend on this usage. This fact was investigated by using the experimental and observational techniques. When the cement dosage in the matrix structure increases, the considerable improving can be observed in the strength characteristics of the samples. But, since the excessive of using the cement will increase the costs, the most suitable cement usage must be optimised. This fact was depend for more detailed investigation and the stress-strain characteristic relationship was modelled depend on the cement content in the mixture combination. This model, like other samples, was developed as a function of Hognestad curve approach and the empirical definition was given in Equation 6.

$$\sigma = 0.23 * Dz^{1.093} \left[74.14 \frac{\rho^* \varepsilon}{Dz^{0.729}} - 1372 \frac{\rho^2 * \varepsilon^2}{Dz^{1.427}} \right] \quad [6]$$

The other subject, which must be considered during the investigation of pumice blocks as lightweight concrete is to analyse the stress-strain relationships of the prismatic hollow blocks used as wall elements. The approaches of which the empirical definitions and its application principles given above were considered as the base investigation parameters and the strength functions were trying to be modelled.

In the another stage of the research, a series of modelling analyses were performed, related with the evaluation of quality analyses of the blocks obtained from lightweight concrete mixtures. The definition and the application principles of the quality analysis approach, especially to be used for hollow pumice blocks were detailed.

For the technical analyses of the pumice block products, the suitability analyses in accordance with TSE 2823 must primarily be performed. But, in the examination of the product forms take part in this standard, it is only possible to evaluate the respect of the geometrical shape, weight and the compressive strength of the product and so any criteria was not be defined in the literature related with the quality

optimisation. Since TSE standards do not include these types of knowledge, the definition and evaluation of the products may generally include some difficulties in the varying applications. In order to find a solution of these kinds of problems, and to perform the quality analyses of lightweight pumice blocks, a series of technical detailed parameters must be investigated and evaluated in accordance with the specific norms. The parametric values of pumice blocks, take part in TSE 2823 (TSE 1986) were defined comparatively as follows.

The quality analysis of the blocks as a structural element can be performed by evaluation of carrying loads efficiency. This fact can be expressed as “specific strength” and defined with the ratio of block strength to relative density. The parametric value, acquired with the ratio of lightweight block strength to maximum unit volume weight was defined as “product factor of the block” (ξ) in this practical approach. The general application and the quality evaluation areas of this definition were given in Figure 9.

According to this approach, the product factors of the block elements in accordance with TSE 2823 (TSE 1986) norms, were determined by using the minimum strength value as 20 kg/cm², average strength value as 25 kg/cm² and the maximum density values as 400, 500, 600, 700, 800 and 1000 kg/m³. The applicability limits of these values were shown in Figure 10.

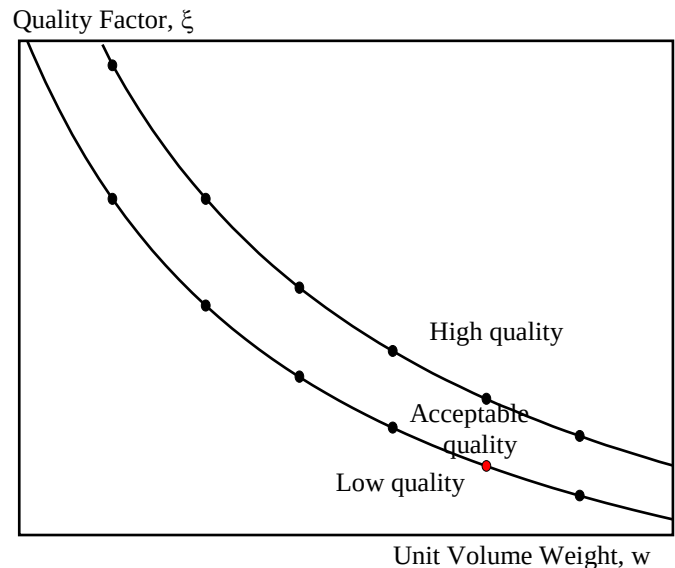


Figure 9. The product analysis curve of the lightweight hollow blocks in TSE 2823 standard norms.

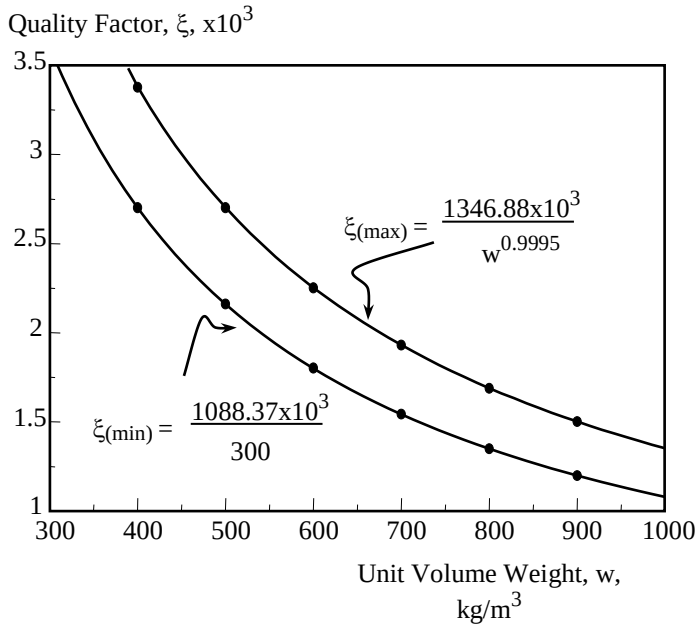


Figure 10. The product analysis curve of the lightweight blocks in TSE 2823 standard norms.

According to the approach given in Figure 10, a practical algorithm was developed in order to analyse the parametric findings and an empirical expression was given in Equation 7.

$$\xi = \frac{8.976 * e^{0.006 Dz}}{\rho * h * 10^{0.00026 Dz - 3}} \quad [7]$$

where;

ξ : Quality factor of the pumice block,

ρ : Unit volume weight of the pumice block, kg/m^3 ,

h : Height of the pumice block, cm.

The parametric finding, acquired from the Equation 6 is supposed as the analysis findings of the block and compared with the condition given in Equation 8. When the condition is accomplished, it will be possible to evaluate the pumice block elements as most suitable from the point of carrying loads efficiency.

$$\xi (\text{analysis}) \geq \xi (\sigma_{pr}) \quad [8]$$

The carrying loads efficiency or specific strength capacity analysis can be made by using this above pattern. For the block elements having negative results, the mixture parameters must be re-evaluated and the most suitable mixture combinations supplying lighter blocks must be investigated in detail.

5 RESULTS

The characteristic properties of the lightweight concrete production, accomplished by using the porous and lightweight natural stones were trying to be defined. Especially, the evaluation of pumice formations as lightweight natural aggregate and the analysis findings of the lightweight concrete applications obtained from pumice were discussed in this paper. The empirical approaches, developed for the determination of stress-strain relationship characteristics for lightweight pumice concretes were also defined here.

In addition, an analysis model related with the quality definitions of pumice block elements was suggested. This model can be directly used for the evaluation of quality analyses of lightweight masonry blocks as a structural element.

REFERENCES

- Bomhard H., 1980, "Lightweight concrete structures, potentialities, limits and realities", The Concrete Society, The Construction Press, Lancaster, London, New York, UK.
- Cengizkan K., Ersoy U., 1999, Betonarmede Bims Kullanımı, İnşaat Mühendisler Odası, İzmir Şubesi Yayın No:31, İzmir.
- Ersoy U., 1985, Betonarme, Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı, Bizim Büro Basımevi, Ankara.
- Failla A., Mancuso P. and Miraglia N., 1997, "Experimental – Theoretical Study on Pumice Aggregate Lightweight Concrete", Technical Report, Italy.
- Gündüz L., Uğur İ., 2000, Pomzadan Mamul Blok Elemanlarında Kayaç Parametreleri-Ses Akustiği İlişkisi Üzerine teknik Bir Analiz, V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, s 205-215, Ekim, Isparta.
- Holm T.A., 1980, "Physical properties of high strength lightweight aggregate concretes", The Concrete Society, The Construction Press, Lancaster, London, New York, UK.
- Kornev N.A., Kramar V.G. and Kudryavtsev A.A., 1980, "Design peculiarities of prestressed supporting constructions from concretes on porous aggregates", The Concrete Society, The Construction Press, Lancaster, London, New York, UK.
- Newman J.B. and Bremner T.W., 1980, "The testing of structural lightweight concrete", The Concrete Society, The Construction Press, Lancaster, London, New York, UK.
- TS 2823, 1986, Bims betondan Mamul Yapı Elemanları, UDK 622.353.691.327, Ankara.

Doğu Karadeniz Bölgesi'nde bulunan taşocaklarının incelenmesi Investigation of the quarries in The Eastern Black Sea Region

A.O.Yılmaz, C.Demir & R.Kaya

Karadeniz Teknik Üniversitesi Maden Müh. Bölümü, Trabzon, Türkiye

A.Tatarhan

Maden Müh., Rize, Türkiye

ÖZET: Bu çalışmada Doğu Karadeniz Bölgesi'nde; özellikle bölgedeki toplam faal taşocağı sayısının ve taş ocaklarındaki taş üretim miktarlarının önemli oranda artmasına neden olan Karadeniz Devlet Sahil Yolu projesinin yapım aşamasına geçmesi ile faaliyete geçen taş ocaklarının üretim yöntemleri ve çevresel sorunları tartışılmakta, taş ocaklarındaki işletme uygulamalarından örnekler verilmekte, zorunluluk arz eden galeri atımının ıslah edilmesi ve çevresel etkilerinin en aza indirilmesi için uygulamada alınabilecek tedbirler ele alınmakta ve taş ocaklarında uygulanabilecek çeşitli işletme önerilerine değinilmektedir.

ABSTRACT: In this study, production methods used in the quarries in the Black Sea Coastal Highway Construction Project and the environmental problems associated with these quarries have been discussed. Furthermore, some examples about quarrying methods to improve operating system and additionally some suggestions have been given to remove adverse effect of quarrying in terms of environmental impacts.

1. GİRİŞ

Ülkemizin Doğu Karadeniz Bölgesinde yıllardır süren ulaşım sorununu bir ölçüde çözmek amacıyla bir süre önce başlatılan ve yapım çalışmaları son hızla devam etmekte olan “Doğu Karadeniz Devlet Sahil Yolu İyileştirme Projesi”, önceden tek yol olan karayolunun bölünmüş (ikili) yol olarak yapılmasını içermektedir. Bu kapsamda mevcut olan önceki tek yolun belli kesimlerinin ıslah edilmesi, belli kesimlerinin de yeni bir güzergah üzerinde yeniden oluşturulması ile önemli bir zaman ve parasal tasarruf sağlanması mümkün olacaktır. Bu amaçla yeni karayolu güzergahı bir çok yerde tahkimat ve deniz dolgusu yapılmasını zorunlu kılmaktadır (Çizelge 1).

Söz konusu projenin alt yapı çalışmaları (tahkimat, dolgu vb.) için önemli miktarda taş ihtiyacı ortaya çıkmıştır. Gerekli olan taşın çalışmaların yürütüldüğü bölgelere mümkün olduğunca yakın taşocaklarından temin edilmesi, iktisadi açıdan önemli kazançlar sağlaması bakımından tercih edilmektedir. Öte yandan Karadeniz Bölgesi'nde dağınık bir yerleşim olması yerleşim birimlerinden uzak bir taşocağının bulunmasını zorlaştırmaktadır. Bu durumda mevcut taş ocakları yerleşim yerleri ile iç içe faaliyetlerini sürdürmek zorunda kalmaktadırlar. Halihazırda

Trabzon'da 40, Rize'de 27, Giresun'da 25 taşocağı, büyük bölümü sahil yolu projesine alt yapı malzemesi sağlamak amacıyla işletilmektedir.

Çizelge 1 Devlet Sahil Yolu İyileştirme Projesi Teknik Büyüklükleri (Karayolları 2002)

Yer	Yol Uzunluğu (km)	Toplam Tünel (m)	Köprü Sayısı
Hopa-Kemalpaşa-Sarp	21,50	2.791	4
Çayeli-Ardeşen-Hopa	77,00	4.244	54
İyidere-Çayeli	33	1.525	9
Araklı-İyidere	27	572	24
Araklı-Çarşıbaşı	68	1.800	-
Çarşıbaşı-Espiye	76,7	-	6
Giresun-Espiye	24,6	1.730	9
Giresun-Piraziz	20,669	-	26
Trabzon Geçişi	11,198	1Adet	8
Toplam	359,67	12.662	140

Sözkonusu taşocaklarında kısa sürede üretime geçebilmek için yeterli miktarda ön hazırlık yapılmadan galeri atımı yöntemi tercih edilmekte, bu ise yerleşim yerleri ile iç içe bulunan taş ocaklarında önemli oranda çevresel sorunlarla (taş savrulması, gürültü, titreşim vb) karşı karşıya kalınmasına neden olmaktadır.

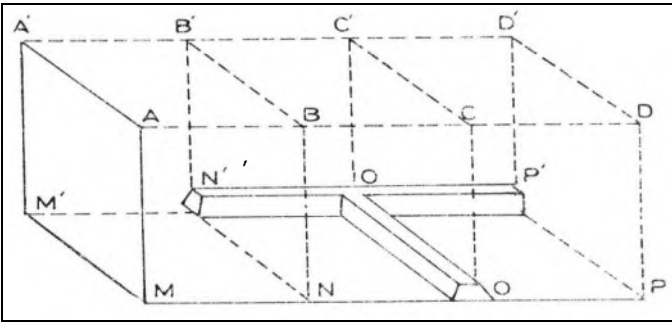
2. DOĞU KARADENİZ BÖLGESİ'NDE FAALİYET GÖSTEREN TAŞOCAKLARI

2.1 Genel

Doğu Karadeniz Bölgesi taşocak malzemesi açısından oldukça zengin, işletmeciliği açısından ise bir hayli sıkıntılı bir bölgemizdir. İşletmecilik açısından bu zorluklar bölgenin tamamen topografik yapısından kaynaklanmaktadır. Mevcut topografik yapıya uygun bir işletme yönteminin hazırlanması “zaman” ve “iktisadi açıdan” tercih edilmemekte, bunun yerine daha kısa sürede devreye sokulabilen ve üretim-hazırlık maliyeti daha düşük olan “galeri patlatma yöntemi” uygulanmaktadır.

Galeri ateşlemesi ilk defa askeri amaçlar için kullanılmıştır. Bu yöntemden madencilik amaçları için faydalanmaya 1.Dünya Savaşından sonra başlanmıştır. Bir süre öncesine kadar geniş kitlelerin çıkarılmasında (bir ateşlemede ~30.000 t) tek yol olarak kullanılmaktaydı. Daha sonraları kaya delme makinelerindeki olağanüstü gelişmeler, bu yöntemin geri plana itilmesine neden olmuştur (Öcal 1978).

Bu yöntemin örnek bir uygulaması Şekil 1’de verilmektedir. Şekilde bir ana galeri (OO’) açılmakta, bunu takiben (O’N’) ve (O’P’) kanat galerileri sürülmektedir. Daha sonra kanat galerilerine gerekli patlayıcı doldurulmakta, sıkılama sonrası patlatma işlemi gerçekleştirilmektedir (Saltoğlu1992).



Şekil 1 Galerî patlatma yöntemi

Galerî atımında özellikle şu hususlara dikkat edilmelidir:

- Şarj edilecek patlayıcı miktarı, kesilmesi istenilen dilim kalınlığı ile ilgilidir. Dilim kalınlığı (OO')'nın basamak yüksekliğinin 1/3'ünden az ve 2/3'ünden fazla olmaması gerekir.
- Tipik bir galerî atımında kollara yerleştirilen patlayıcıların etki alanını belirleyen patlama yarıçapının durumu son derece önemlidir:
 - o Patlama merkezinden sonra “parçalama” “yıkma” etki alanları oluşur (Şekil 2 a).
 - o Üretim aynasına yakın patlatma “püskürmeye” uzak patlatma ise kitle içinde “kilitlenmeye” sebep olmaktadır (Şekil 2 b-c)

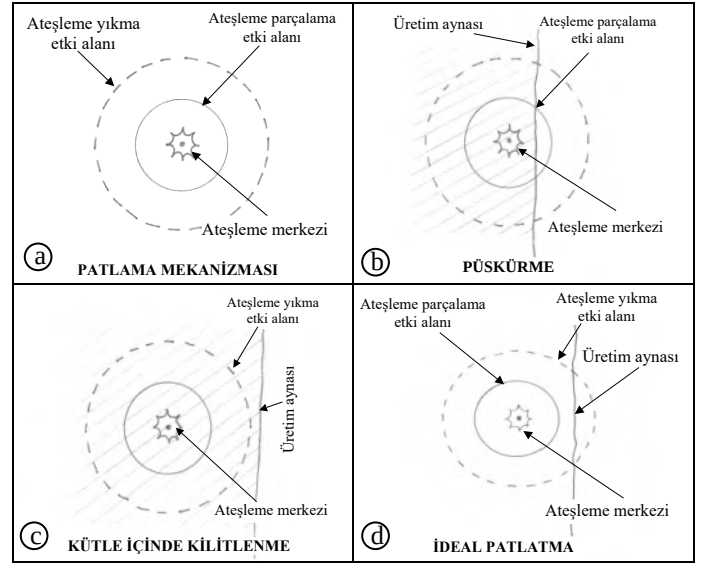
- o Gerekli patlayıcı miktarının uygun hesaplanması ile oluşan parçalama yarıçapının üretim aynasına göre durumu Şekil 2 d’de verilmektedir. Bu tür bir patlatma neticesi Şekil 3’de gösterilen taralı alan kadar bir ateşleme etki genişliği oluşmaktadır. Parçalama yarıçapı aşağıdaki formülle bulunabilir (Öcal 1978):

$$R = \sqrt[3]{\frac{L}{3}} \quad (1)$$

Burada:

R = Parçalama yarıçapı (m)

L = Patlayıcı miktarı (kg)



Şekil 2 Yapılan bir ateşlemede üretim aynasının etki alanlarına göre konumu ve en uygun ateşleme



Şekil 3 Galerî ateşlemesi etki alanı

- Galerî patlatmalarında patlayıcı miktarının belirlenmesi son derece önemlidir. Patlayıcı madde miktarı dilim kalınlığı esas alınmak sureti ile aşağıdaki bağıntı ile bulunabilir (Öcal 1978).

$$L = w^3 \cdot c \cdot d \quad (2)$$

Burada ;

L = Patlayıcı miktarı (kg)

w = Dilim kalınlığı (m)

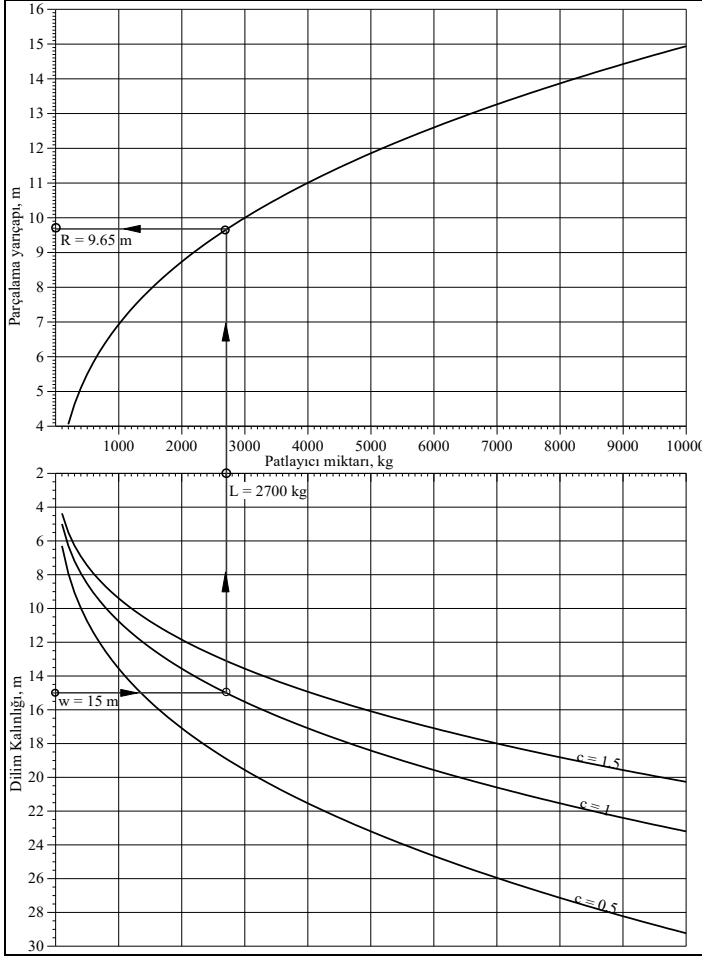
d = Sıkılama katsayısı -tam sıkılamada 1 alınır-

c = Özgül şarj miktarı (kg/m³). c değeri tecrübelerle dayanmakla beraber ortalama

olarak 0.5 civarındadır. Fakat bazı jeolojik durumlarda c değeri 1.5 olarak alınmaktadır. c değeri genelde aşağıdaki koşullara bağlıdır:

- o Kayaç yapısı ne kadar sıkı, yoğun ve dayanıklı olursa c değeri de aynı oranda artar.
- o Galeri ne kadar genişse, c değeri o kadar büyük olmalıdır.

Şekil 4’de (1) ve (2) nolu formüllerin çalıştırılması ile elde edilen nomogram görülmektedir. Örneğin $w = 15$, $c = 1$, $d = 0.8$ olması durumunda patlayıcı miktarı $L = 2700$ kg olarak bulunmaktadır. Bu patlayıcı miktarına göre patlatma yarıçapı $R = 9.65$ m’dir.



Şekil 4 Galeri patlatmada dilin kalınlığına göre patlayıcı madde ihtiyacı ve parçalanma yarıçapı değişimi.

- Patlayıcı maddenin yerleştirileceği yerin tespiti yapılırken, patlatılacak kütlenin yapısal çatlakları, tabakalanma doğrultusu ve açıları, arazideki faylar, jeolojik bozukluklar ve kaya malzemesinin yapısı dikkate alınmalıdır.

2.2 Bölgede mevcut durum

Yukarıda da ifade edildiği gibi Doğu Karadeniz Bölgesi’ndeki taşocakları yaygın bir şekilde “galeri patlatma” yöntemini kullanarak üretimlerini yapmaktadır. Galeri patlatma yöntemi, bölgedeki

uygulamasıyla, bir çok bakımdan eleştirilmektedir. Galeri ateşlemesi sırası ve sonrasında öne çıkan eleştirileri şu şekilde sıralamak mümkündür:

- Patlayıcı madde yerleştirmek için açılan galeri tüneli, birebir insan gücü ile açılmakta ve tüm delik delme işlemleri bitene kadar çalışan işçiler tünelin içinde bulunmak zorunda kalmaktadırlar.
- Patlatma galerisinin darlığı işçinin rahat çalışmasını engellemekte, herhangi bir sorun çıkması halinde müdahale ve hareket açısından zorluk yaratmaktadır.
- Gerek daha önce yapılan galeri ateşlemelerinden dolayı, gerekse açılmakta olan galeri tüneline yapılan tünellerin cidarları, aldığı darbeler nedeniyle aşırı zedelenmekte ve mevcut yapısal çatlaklar hareket edip genişletmekte veya yeni çatlaklar oluşmakta, buna bağlı olarak tünel içerisinde her an düşerek işçilere zarar verebilecek taş ve kavlak oluşumlarının yanı sıra, işçilerin hayatını tehlikeye sokabilecek tünel içi göçük veya heyelanlar meydana gelmektedir.
- Galeri tüneline açılması sırasında yapılan ateşlemeler nedeniyle açığa çıkan zehirli gazlar ve toz tünel ortamına yayılmakta, belli bir süre beklenilmesine rağmen galeri tüneli bu zehirli gazlardan ve tozlardan tam olarak arındırılmamakta ve bu ise işçi sağlığı açısından tehlike doğurmaktadır.
- Galeri tüneli açma işlemi sırasında tünel arınında yapılan ateşlemelerde fitil kullanılması nedeniyle ateşlenecek olan delikler aynı anda patlamamakta, önce patlayan delikler sonraki delikteki patlatmaları bozarak o delikteki patlatmadan verim alınamamasına, hatta hiç patlamamasına bile neden olarak, tünel arınında daha sonra yapılacak olan delik delme işlemi sırasında büyük tehlike arz etmektedir.
- Tünel içi ateşlemelerinde fitiller yakıldıktan sonra dışarı çıkmaya çalışan işçinin, çıkışı sırasında bir sorun olması halinde müdahale şansı kalmamakta, hele galerilerin son metrelerinde yapılan çalışma sırasında galeri ağzına olan mesafe arttığından işçilerin çıkış işlemi daha da risk arz eder hale gelmektedir.
- Ocak aynasında meydana gelebilecek taş ve kaya kopmaları, galeri tüneline giren veya çıkan işçi için büyük tehlike yaratmakta veya daha fazla miktarda kaya taş veya kaya bloklarının heyelanı sonucu galeri tüneline ağzı kapanarak işçilerin galeri tüneline içerisinde kalması durumu söz konusu olmaktadır.
- Gerek patlayıcı madde yerleştirilmesi, gerekse sıkılama işlemi bir hayli zahmetli olmakta ve uzun zaman almaktadır. Bu süre içerisinde galeride yerleştirilmiş olan patlayıcı madde her an patlamaya hazır halde beklediğinden, galeri tüneline tekrar kapatmak için yapılan doldurma işlemi ve ocaktaki diğer çalışmalar tehlike altında yapılmaktadır (Güney 2000).

- Galeriye yerleştirilmiş olan patlayıcı madde, gerek tünel içerisinde olabilecek olan heyelandan dolayı sıkışarak, gerek ortam sıcaklığının artmasından dolayı, gerekse galeri tüneline doldururken ateşleyici kablounun elektrik akımı yaratabilecek herhangi bir alet ile (fener, telsiz vb.) temas etmesi sonucu patlayabileceğinden büyük tehlike doğurmaktadır.
- Galeri içine yerleştirilmiş olan patlayıcı maddenin galeri zemininden sızan suyla teması neticesinde veya patlayıcı maddenin kendisinden kaynaklanan bazı problemlerden dolayı (kapsül arızası vb.) bozulması ve galeri tüneline doldurulması sırasında ateşleme kablosunun kopması veya kesilmesi nedeniyle galeri ateşlemesinin tümü veya bir kısmı yapılamayıp, galeri ateşlemesinden verim alınamayabilir.

3 TAŞOCAKLARININ ÇEVRESEL ETKİLERİ

3.1 Genel

Taşocaklarında zaman zaman çevre ile ilgili sorun yaşanmasının en önemli sebebi patlayıcı madde kullanılarak üretim yapılmasıdır. Patlatmalar bilingi gibi; yer sarsıntısı, fırlayan kaya, hava şoku, gürültü, zehirli gaz ve toz olmak üzere çevreye beş ana başlık altında rahatsızlık vermektedir. Burada yer darlığından dolayı sadece “yer sarsıntısı” üzerinde durulacaktır. Diğer etkilerle ilgili detaylı bilgiler (Bilgin1986, Erdil 1996, Evergen & Kuzu 1996, Erkoç 1998, Kulaksız 1988, Erkoç & Esen 1998, Davenport & Sena 2000, Floyd 2000, Arıoğlu & Yılmaz 2001, Yılmaz 2001) kaynaklarından bulunabilir.

Patlamalar sonucunda belki de en fazla hissedilen ve şikayet konusu olan yer sarsıntılaridir. Yer sarsıntılarının belirlenmiş sınırlar içinde kalması bu açıdan son derece önemli olmaktadır. Genel olarak “sarsıntı şiddeti” ölçüsünü saptamak için “deplasman, sarsıntı hızı, ivme ve frekans” kullanılır (Karpuz vd. 1988). Bu ölçütler arasında en fazla kullanılan ve geniş bir kullanım alanı bulan sarsıntı hızıdır.

Patlama sonrası herhangi bir noktadaki yer hareketinin büyüklüğünü belirleyen etkenlerin başında, bir gecikmeli atımda patlatılan patlayıcı madde miktarı ve atım yapılan yerin yapıya (etkilenen yere) olan uzaklığı gelmektedir. Beklendiği gibi, sarsıntı seviyesi patlayıcı maddenin miktarının artması ile artacak, mesafenin artması ile azalacaktır. Patlatma yapılan yerin jeolojik yapısı, fiziksel ve mekanik özellikleri, topografya gibi etkenler sarsıntı derecesini etkilemekte ve arazi sabitleri olarak nitelenen bu etmenlerin etkisi atım sırasında arazide yapılan hız ölçümleri ile tespit edilebilmektedir. Bu amaçla, sarsıntı hızı ile patlayıcı madde-mesafe ilişkisi aranmaktadır.

Yapılan yoğun araştırmalar sonucunda en yüksek sarsıntı hızı “mesafe/patlayıcı miktarı”na bağlı olarak ifade edilmektedir.

$$v = k \left(\frac{D}{\sqrt{W}} \right)^{-\beta} \quad (3)$$

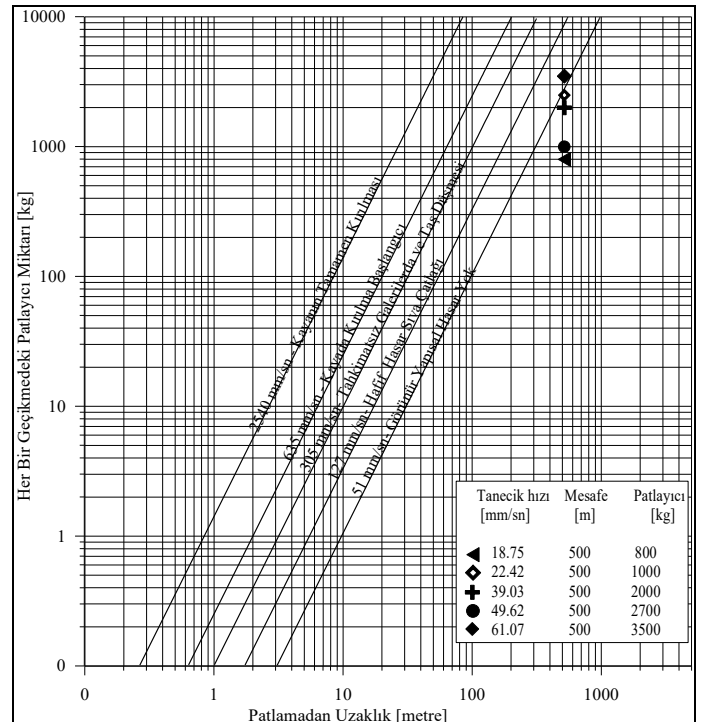
Burada:

v = En yüksek yer sarsıntı hızı, (mm/sn)
D = Mesafe (m)
W = Her bir gecikmeli atımda patlayıcı miktarı (kg)
k ve β = Arazi sabitleri.

dir. Bu bağıntıda $(D/\sqrt{W})$ parametresi “ölçekli mesafe” (scaled distance) olarak adlandırılmaktadır. Bağıntıdaki k ve β sabitleri arazide yapılan ölçümlerle tespit edilmektedir (Karpuz vd.1988). Tipik k ve β için şu değerler verilebilir (Hoek&Bray1977):

Basamak patlatması	k = 26 – 260	$\beta = - 1.6$
Galeri patlatması	k = 5 – 20	$\beta = - 1.1$
Ön çatlatma patlatması	k $\approx$ 800	$\beta = - 1.6$

Yukarıdaki bağıntının çalıştırılması ile Şekil 5 çizilmiştir (k = 260, $\beta = - 1.6$ alınmıştır). Bağıntının sonucunu yorumlayabilmek için Laugefors ve Kihlström, Duvall ve Fergelson ve bazı araştırmacılar tarafından önerilen hasar sınırları şekil üzerinde gösterilmiş ayrıca ayrıntılı açıklaması Çizelge 2’de verilmiştir (Hoek&Bray 1977). Önerilen 51 mm/sn hasar sınırı değerinin üstünde yapısal hasarlar meydana geldiği kabul edilmektedir. Tipik galeri atımı değerleri şekil üzerine işlenirse; buradan, aynı mesafe için patlayıcı miktarı artarken titreşim hızı artmakta ve buna bağlı olarak hasar tehlikesi de artmaktadır.



Şekil 5 Uzaklığa bağlı olarak patlayıcı miktarı ve hasar sınırları

Çizelge 2 Tanecik Hızına Göre Hasar Sınırları (Hoek&Bray 1977)

Tanecik Hızı [mm/sn]	Oluşan Hasar Türü
30	Sıva düşmesi, çatlama yok
51	Hasar Sınırı
70	Fark edilmeyen çatlaklar
100	Önemsiz çatlaklar
127	Az hasar, ciddi şikayet başlangıcı
150	Çatlamalar
225	Önemli çatlamalar
300	Tahkimatsız galerilerde ve tünellerde taş düşmesi
635	Kavada kırılma başlangıcı
2540	Kayanın tamamen kırılması

3.2 Mevcut taşocaklarından kaynaklanan sorunlar ve çevre üzerine etkileri

Mevcut taşocaklarının işletilmesinden kaynaklanan sorunlar her geçen gün artmaktadır. Aşağıda mevcut taşocaklarında özellikle galeri atımı yapılmasından kaynaklanan sorunlar maddeler halinde açıklanmaktadır (Güney 2000).

- Galeriyöntemi ile ateşleme yapılırken çok miktarda patlayıcı madde kullanıldığında ortaya çıkan aşırı basınç enerjisi sıkıştırma etkisiyle zeminde sarsıntı yaratarak, bina, tesis vb. yapıların zarar görmesine, çevre bölgelerde oynama yaparak arazi oturmalarına, zemin çatlamlarına veya heyelanlara neden olmaktadır.
- Fazla miktarda patlayıcı madde kullanılmasına bağlı olarak yapılan ateşleme sırasında fazla gü-rültü çıkması nedeniyle çevre sakinleri rahatsız edilmekte, aşırı miktarda gaz ve tozun bir anda açığa çıkarak etrafa yayılması neticesinde çevre sağlığı yönünden büyük sakınca doğmaktadır.
- Patlatılan kütlede zayıflık düzlemleri, damarlar ve çatlak olması halinde, ateşleme anında oluşan basınç enerjisi ile meydana gelen kuvvetler diğer daha sağlam bölgelere etki yapmadan bu zayıf noktalardan çıkmakta ve taş püskürtmelerine neden olduğu gibi yapılan ateşlemeden verim alınamamaktadır.
- Ateşlemenin etkisi ile patlamanın olduğu noktadaki malzemeler aşırı basınca maruz kalarak ufalanmakta, patlatma noktasından uzaklaştıkça oluşan basınç etkisi azaldığı için çıkan malzemenin boyutu iri olmakta, sonuçta dengesiz bir boyut dağılımı içeren taş malzemesi elde edilmektedir.
- Galeriyöntemi sonrası yeni oluşan aynadaki var olan mevcut çatlaklar oynayarak hareket etmekte veya yeni çatlaklar oluşmakta, buna bağlı olarak her an düşerek tehlike yaratabilecek taş veya kaya kopmaları olmaktadır.
- Yapılan ateşleme sonucu oluşan basınç kuvvetleri ocak aynasının en üst noktalarını etkileyememekte ve altı boşaldığı için desteksiz kalan ocak aynasının üst kısımları, yapısal çatlaklarından koparak heyelan yapmakta veya tam kopmadığından şapka şeklinde durarak tehlike yaratmaktadırlar (Şekil 6).



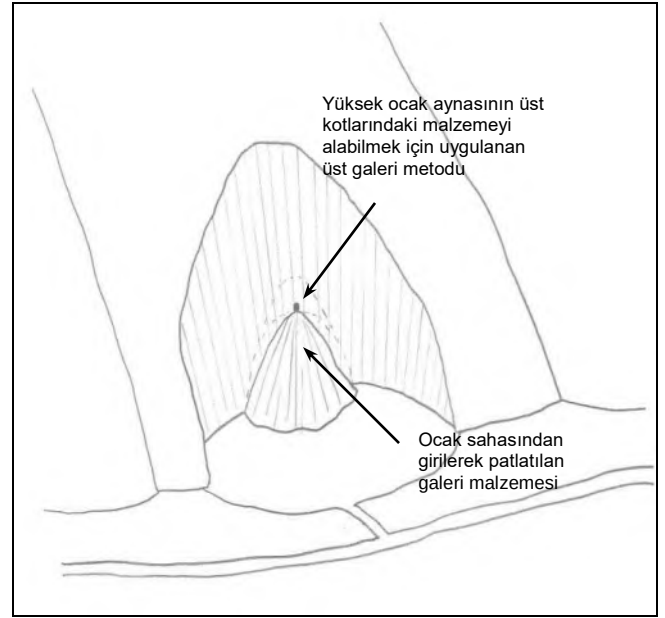
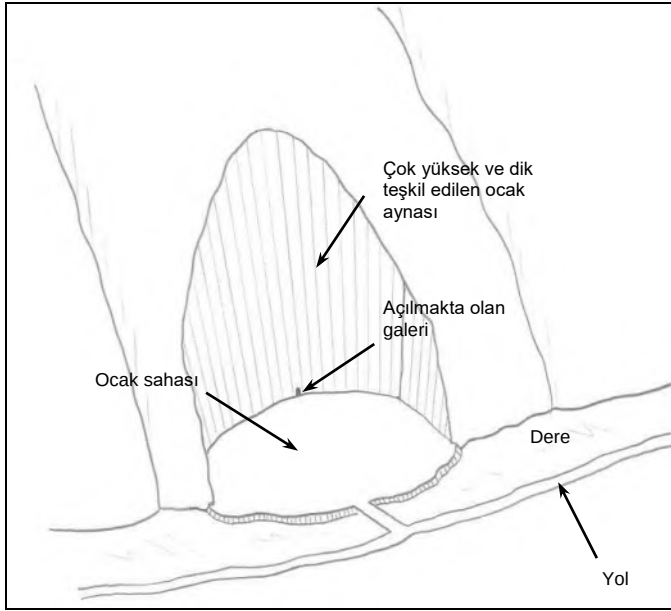
Şekil 6 Taşocağında şapka şeklinde kalan üst kısım

- Bölgenin topografik yapısının dik olmasından dolayı düşük seviyelerden başlayan ocak aynası ilerleyen çalışma süreleri sonunda (ocak aynasının kademesiz çalışması) 80-100 m gibi yüksek değerlere ulaşmaktadır. Bu durum ise her türlü çalışma şartının daha da zorlaşmasına neden olmaktadır (Şekil 7).



Şekil 7 Çalışan bir taşocağında çok yüksek arın.

- Çok yüksek taşocak aynalarının yüksek kısımlarında galeriyöntemi ile taş elde edebilmek için üst galeri metodunun uygulanması sırasında, daha önce ateşlenmiş olan galeri malzemesi platform olarak kullanılıp bunun üzerinden ocak aynasının üst kısımlarında galeri açılmakta, bu zor şartlarda ve bu yükseklikte açılan galeri çalışması bir kat daha tehlikeli ve riskli hale gelmektedir (Şekil 8).
- Tüm bu açıklanan ifadelerden anlaşılacağı üzere ocakta yapılan tüm çalışmalar bir risk ve tehlike altında emniyetsiz olarak yürütülmekte, yapılan çalışmalardan verim alınamamaktadır.



Şekil 8 Taş ocaklarında çok dik ve yüksek üretim aynalarının teşkil edilmesi ve bu aynalarda yapılan üst galeri uygulaması

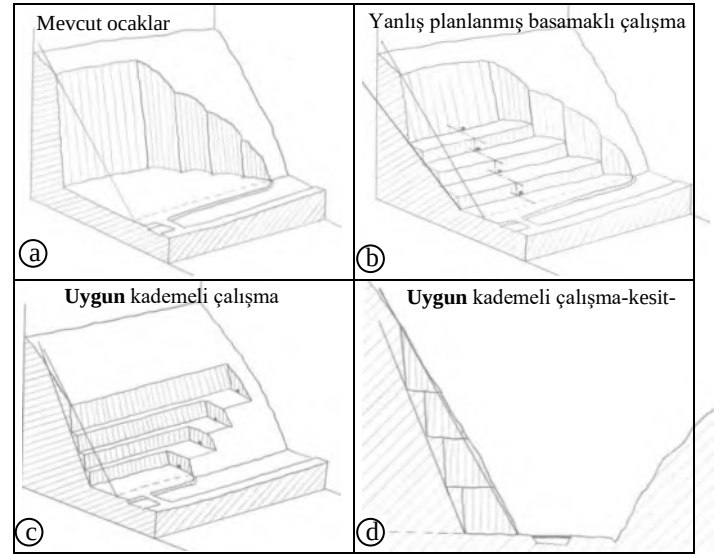
4 ALINABİLECEK ÖNLEMLER

Doğu Karadeniz Bölgesi'nde mevcut uygulamalardan anlaşılabileceği üzere taşocaklarında yaygın bir şekilde “galeri patlatma yöntemi” kullanılmaktadır. İşletmelerin galeri patlatması yapmalarından dolayı çevredeki yerleşim birimleri ile zaman zaman ciddi sıkıntılar yaşanmaktadır. Bu sıkıntıların en büyük kaynağı önceden de belirtildiği gibi patlatma kaynaklı titreşim ve gürültüdür. Bu açıdan şikayetlerin en düşük seviyeye çekilmesi, bir atımda kullanılacak patlayıcı miktarının azaltılması ile mümkün olacaktır. Mevcut üretim yönteminin devam ettirilmesi, sözkonusu hedefe ulaşmakta yetersiz kalacağından farklı üretim yöntemlerinin uygulanması kaçınılmaz olacaktır. Bu bakımdan bölgede mevcut taşocaklarında aşağıda kısaca açıklanacak önerilerin hayata geçirilmesi kısa ve uzun dönemde taşocaklarının kalıcı bir statüye kavuşturulmasında son derece önemli olacaktır.

- Ön şart: Bölgede mevcut çalışma sisteminin “kademeli” çalışma düzenine kavuşturulması gerekir:

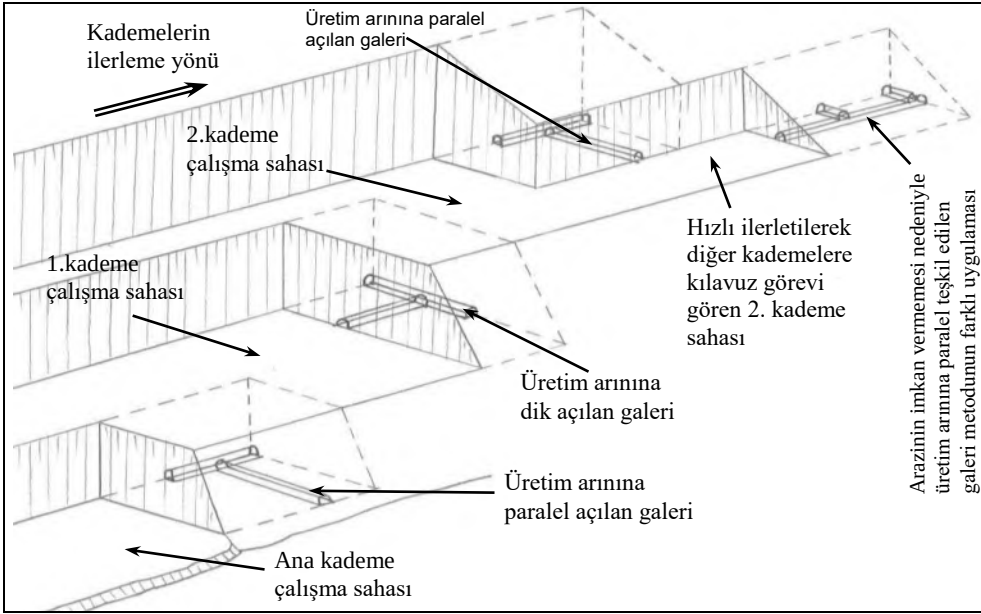
- o Mevcut ocaklarda tüm arın çalışılmasından dolayı ayna yükseklikleri 70-80 m ye kadar çıkmaktadır (Şekil 9 a).
- o Karadeniz Bölgesi'nde topografyanın ani yükselmeler göstermesi ve sarp-yamaçlı oluşundan dolayı bu bölgedeki çoğu taş ocağında uygun genişlikte kademe oluşturmak için Şekil 9 b'de görüldüğü gibi çok miktarda malzemenin alınması gerektiği, bu nedenle kademe oluşturma işleminin çok zor ve külfetli olacağı, kademeli sistemde

çalışma yapılamayacağı yargısının aksine, bilinçli ve planlı bir uygulama ile kademeli çalışmanın sanıldığı gibi zor olmadığı anlaşılabilecektir (Şekil 9 c, d).



Şekil 9 Mevcut taşocakları ve kademeli çalışma prensibi

- Bölgede yaygın olarak galeri patlatma yöntemi kullanıldığından uygun bir üretim yöntemine kısa sürede geçiş yapılması mümkün olmadığından işlerin aksamaması için mevcut galeri atımı yönteminin kademeli yöntemle uygulanması faydalı olacaktır. Bu konuda örnek olabilecek uygulamalar Şekil 10'da gösterilmiştir.

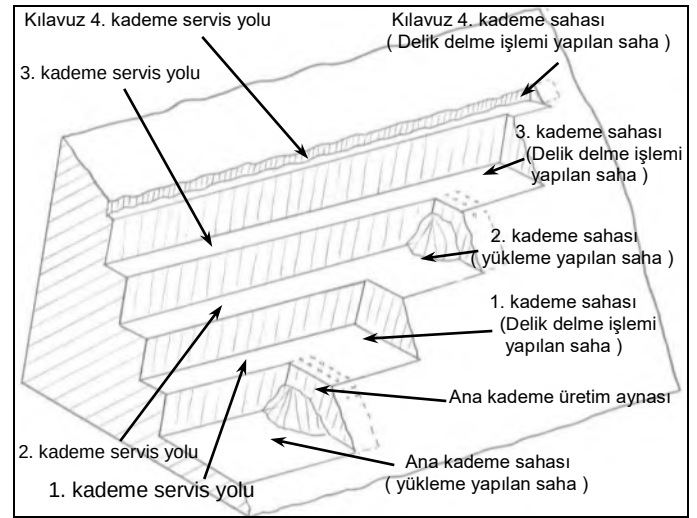


Bu tür bir patlatma düzeni şu yararları sağlayacaktır:

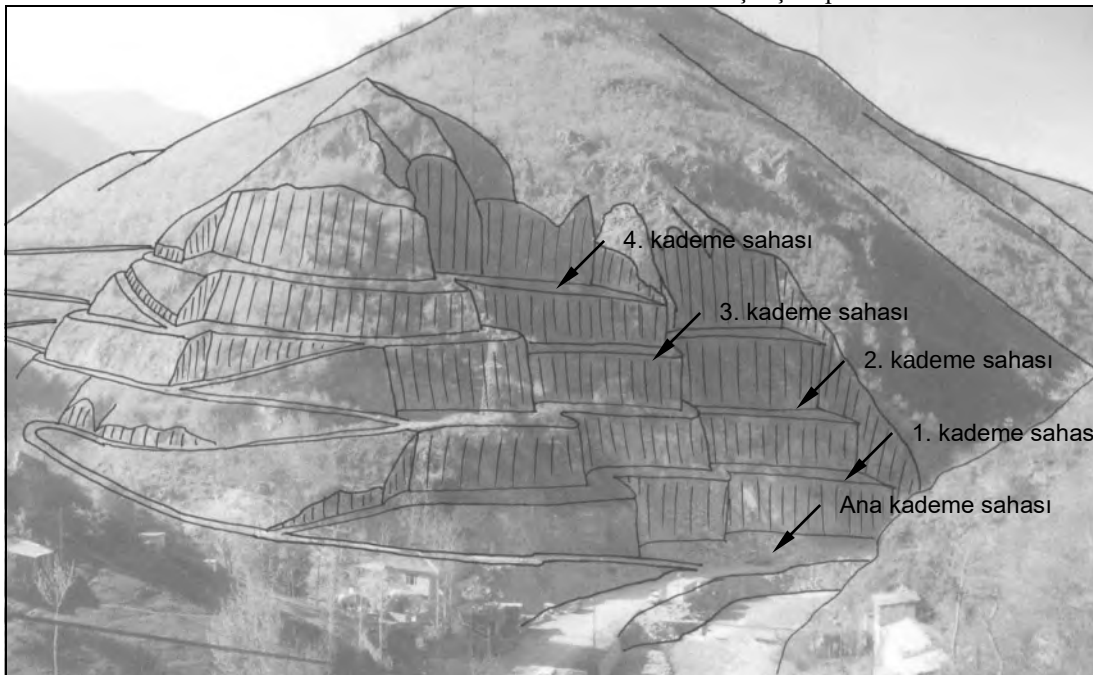
- Galeri patlatma yönteminin bir anlamda ıslah edilerek kontrol altına alınmasına yardımcı olacaktır.
- Patlatmanın denetim altında yapılmasını sağlayacaktır.
- Mevcut üretim yönteminin bir geçiş süreci içinde daha uygun çalışma şartlarına kavuşturulmasına yardımcı olacaktır.
- Kademeli bir üretim olacağından kademe yükseklikleri ve dilim kalınlıkları daha az olacak, bu ise daha az patlayıcı kullanılması ve neticede çevresel etkilerinin daha az olacağı anlamına gelmektedir.

Şekil 10 Taşocağı sahasında çeşitli galeri uygulama şekilleri

- Taşocağı işletmeciliğinde en uygun üretim yöntemi “dik delik basamaklı üretim” şeklidir (Şekil 11). Bu tür bir üretim şekli tüm üretim değişkenlerinin tamamen denetim altında yürütülmesine olanak verir. Bu yöntemde düzgün basamaklar oluşturulmakta, basamakların üzerine muntazam aralıklarla delikler delinip patlayıcı yerleştirilerek patlatma yapılmaktadır. Bu tür bir üretim yönteminin uygulanması bölgede yaşanan sorunların önemli ölçüde azalmasında etkili olacaktır. Önceki bölümlerde anılan bir çok sorunun çevre sakinlerine ve konu ile ilgili kişi ve kuruluşlara anlatılması mümkün olacaktır. Yeni faaliyete geçecek taşocaklarında bu tür bir üretim yönteminin uygulanması sağlanmalıdır (Şekil 12).



Şekil 11 Uygun kademeli çalışma şekli ve kademelerdeki çalışma planı



Basamaklı patlatma ile şu yararlar sağlanacaktır:

- Üretim sırasında temiz malzeme alınması
- Ateşleme neticesinde daha az sarsıntı ve gürültünün olması
- Ateşleme neticesi daha az toz ve gaz çıkışının olması
- İmalata uygun malzeme üretiminin yapılması
- Ocakta verimin artması
- Daha emniyetli ve güvenli üretim yapılması
- Ocak saha zemininin ve aynasının denetimi
- Çevresel görünümünün iyi olması
- Ocağın köretilmemesi

Şekil 12. Bir ocak sahasında dik delik uygulaması ile kademeli çalışma yönteminin planlanması.

5 SONUÇLAR

- Ülkemizin tüm bölgelerinde olduğu gibi Doğu Karadeniz Bölgesi'nde de gerek özel şirketler tarafından gerekse devlete ait kurum ve kuruluşlar tarafından çeşitli amaçlarla taşocak işletmeciliği yapılmaktadır. Fakat diğer bölgelerde özel şirketlere ait ruhsatlı taş ocağı sayısı, Doğu Karadeniz Bölgesi'ndeki özel şirketlere ait ruhsatlı taş ocağı sayısına belirgin oranda artış göstermektedir. Bunun nedeni diğer bölgelerde faaliyet göstermekte olan özel şirketlere ait firmalar, özellikle bina vb. inşaat işlerine gereken agrega ihtiyacını karşılamak için taşocak işletmeciliği yapmayı tercih ederken, Doğu Karadeniz Bölgesi'nde tabiat yapısından kaynaklanan arazi şartlarının yarattığı işletme zorlukları ve bu bölgede dere yataklarının bol miktarda bulunması bu yöredeki özel şirketlere ait firmaların söz konusu işlere malzeme temin etmek için dere yataklarını tercih etmesine neden olmaktadır.
- “Doğu Karadeniz Devlet Sahil Yolu İyileştirme Projesi”ne başlanması ile alt yapı çalışmaları için çok miktarda taşocağı malzemesine ihtiyaç duyulmuştur. Özellikle dolgu malzemesi için iri ve büyük boyutlu malzemenin dere yataklarından sağlanamaması taş ocağı işletilmesini mecburi kılmış, projenin yetiştirilme kaygısı içinde kısa sürede devreye sokulacak taşocakları arayışı içine girilmiştir. Bu taşocaklarından hemen üretim yapılabilmesi için de “galeri üretim yöntemi” tercih edilmektedir.
- Doğu Karadeniz Bölgesi'nde son dönemde faaliyette bulunan taşocaklarının büyük bir bölümü kamu ihalelerinden kaynaklanan sorumlulukları yerine getirmek amacıyla işletilmekte ve galeri atımı yöntemi ile üretimlerini yapmaktadırlar. Taşocaklarında galeri atımı hasar sınırları dikkate alınarak (Şekil 5) mümkün olduğunda çevreye etkilerinin en aza indirgenmesine dikkat edilmektedir. Fakat “galeri üretim yöntemi” nin doğasından kaynaklanan bir takım sorunların ve sıkıntıların ortaya çıkmasının engellenmesi de mümkün olmamaktadır. Özellikle mevcut sınırlar içinde kalmasına özen gösterilmesine rağmen fazla miktarda patlayıcı kullanılması titreşimin fazla olmasına ve buna bağlı olarak fazla gürültü ve diğer yan etkilerin ortaya çıkmasına neden olmaktadır.
- Bölgede mevcut üretim yönteminin bir anda değiştirilmesi mümkün olmadığından, kısa sürede yapılabilecek olan; en azından uygulanan galeri atımının kademelendirilerek çevreye etkisinin azaltılmasıdır.
- Uzun hedefler arasında bölgede ileriye yönelik olarak basamaklı taşocağı üretim yöntemine

geçilmesi sağlanmalıdır. Dere yataklarından taşocağı malzemesi alınmasının yasal olmadığı da göz önüne alınırsa bölgede gelecek yıllarda özel kişi ve kuruluşların da yoğun bir şekilde taşocaklarına yöneleceği bir gerçektir. Bu açıdan önerilen üretim yönteminin uygulanması için ilgili kamu kuruluşlarının buna öncülük ederek mevcut ocaklarının bu doğrultuda üretim yapmalarını hedefleri arasına almaları gerekmektedir. Böylece bölgede bir taşocağı üretim kültürünün oluşturulmasında önemli katkılar sağlanacaktır.

6 KAYNAKLAR

- Arıoğlu, E. Yılmaz, A.O. 2001. *Çözümlü Madencilik Problemleri*. TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını. Ankara.
- Bilgin, H.A. 1986. *Açık işletmelerde patlatma sorunları ve tasarımı*, TKİ Genel Müdürlüğü, Proje Kod No: 86 – 03 – 05 – 01—010Ankara.
- Davenport, C. Sena, J. 2000. Vibration measurement and control at the Pueblo Viejo mine. <http://terraplus.com/paper/dave2.htm>
- Erdil, M. 1996. Milas-Bodrum havaalanı inşaatı taş ocağı delme-patlatma çalışmalarının iyileştirilmesi. *Barutsan Dergisi*, Sayı: 1996/1
- Erkoç, Ö.Y. 1998. Patlatma ile çevreye verilen sarsıntılar ve hasar kriteri üzerine bir tartışma. 3. *Delme patlatma Sempozyumu*, ISBN 975-395-265-1
- Erkoç, Ö.Y. Esen, S. 1998. Patlama kaynaklı yer sarsıntılarının ölçülmesi ve sarsıntı ölçer cihaz çıktılarının değerlendirilmesi. 3. *Delme patlatma Sempozyumu*, ISBN 975-395-265-1
- Evergen, T. Kuzu, C. 1996. Sarıbayır kuvars kumu ocağı patlatmalarının çevreye etkisinin incelenmesi. *I. Ulusal Kırmataş Sempozyumu*, İstanbul
- Floyd, J.L.2000. Explosive energy relief-the key to Controlling overbreak. <http://www.blasting-technology.com>
- Güney, S. 2000. *Taş ocaklarında işletme yöntemi seçimi*. Tez Çalışması. KTÜ Maden Müh. Bölümü, Trabzon.
- Hoek, E. Bray, J.W. 1977. (Çeviren A.G. Paşamehmetoğlu) *kaya şev stabilitesi*. TMMOB Maden Müh. Odası yayını.
- Karayolları, 2002. Karadeniz sahil yolu projesi.
- Karpuz, C. Paşamehmetoğlu, A.G. Bilgin, A. 1988. GLİ Tunçbilek Bölgesi açık ocak patlatmalarının çevre köylere etkisi. *Türkiye 6. Kömür Kongresi*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Zonguldak Şubesi, Zonguldak.
- Kulaksız, S. 1988. Patlayıcı maddelerin kullanımı sonucu oluşan titreşimler ve yapılar da meydana gelen hasarlar, *Türkiye 6. Kömür Kongresi*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Zonguldak Şubesi, Zonguldak.
- Öcal, M.1978. *Açık İşletmeciliğin el kitabı*. Etibank yayınları
- Saltoğlu, S. 1992. *Açık işletme*. İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi. İstanbul
- Yılmaz, A.O. 2001. Delme – patlatma ders notları.2002. Ground vibration standards for surface mines, <http://www.Irc.State.ky.us/kar> <http://www.brandrill.com.au> <http://www.Jacpe.com/consult/esBlast.html> <http://www.Blasting-technology.com/vibration.ht>

Ankara-Çubuk andezitlerinin agrega olma açısından incelenmesi

Investigation of Ankara-Çubuk andesites from the point of view of aggregate

Y. Özçelik

Hacettepe Üniversitesi Maden Müh. Bölümü, 06532-Beytepe-ANKARA

F. Koçal

Maden Yük. Mühendisi, İller Bankası Genel Müdürlüğü, Dışkapı-ANKARA

ÖZET: Bu çalışma Ankara ili Çubuk ilçesinde yer alan andezit ocağını kapsamaktadır. Ankara-Çubuk andezitleri olarak adlandırılan bu formasyonda andezitler agrega olma açısından incelenmiş olup fiziksel ve mekanik özellikleri yapılan laboratuvar deneyleriyle saptanmıştır. Andezitin tek eksenli basınç dayanımı açısından “orta dayanımlı”, nokta yükleme dayanımı açısından “yüksek dayanımlı”, porozite (gözeneklilik) açısından “orta boşluklu” sınıfında olduğu anlaşılmıştır. Üç eksenli basınç deneyi sonucunda kuru örneklerde içsel sürtünme açısı (ϕ) 45°, kohezyonu (c) 6 MPa, doymuş örneklerde içsel sürtünme açısı (ϕ) 43°, kohezyonu (c) 5.75 MPa olarak bulunmuştur. Aşınma deneyi sonucunda, aşınma yüzdesi yaklaşık %16 olarak bulunmuştur. Sonuç olarak, Çubuk andezitinin standartlara uygun agrega malzemesi olarak kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

ABSTRACT: This study comprises the andesite quarry in Çubuk District located in Ankara Province. Ankara-Çubuk andesites have been investigated in it is aggregate point of view and the physical and mechanical properties of the formation have been determined in the laboratory. Andesite could be classified as “medium resistant” and “highly resistant” according to uniaxial compressive strength and point load index results, respectively and “very compact” according to porosity results. Internal friction angle and cohesion have both been determined by triaxial compressive strength tests in dry and saturated conditions. The results are as follows (ϕ) 45°, and (c) 6 MPa for dry samples, (ϕ) 43°, and (c) 5.75 MPa for saturated samples. Abrasivity tests showed %16 abrasivity index value. Consequently, it is concluded from this study that Çubuk andesite can be used as aggregate material which is suitable for standards.

1 GİRİŞ

Doğadan (akarsu yatakları, deniz kıyıları, çöl) doğrudan doğruya taneli olarak temin edilebildikleri gibi taş ocağı işletmeciliği ile üretilen taş bloklarının kırılıp eleme işlemleri sonucunda da elde edilebilen malzemelere agrega denilmektedir. Günümüzde çok geniş bir kullanım yerine sahiptirler. Agregaların kullanıldıkları yerlere göre aranan özellikleri farklılık göstermektedir.

Bu çalışmada, Çubuk andezitlerinin doğal yapı taşı, agrega ve çimento hammaddesi olarak kullanılıp kullanılamayacağı araştırılmıştır. Bu amaçla andezitin aşınma dayanımı, basınç dayanımı,

özellik ağırlığı tesbit edilmiştir. Ayrıca andezitlerin değişik amaçlar için kullanılabilmesine yönelik fiziko-mekanik özellikleri de belirlenmiştir.

Laboratuvar deneylerinde kullanılmak amacıyla araziden yaklaşık 50x50x25 cm boyutlarında 6 adet blok örnek alınmıştır. Örneklerin hava ve su tesiri ile okside olmamış, yüzeysel kısımları temizlenerek taze kayadan alınmasına özen gösterilmiştir. Bloklardan standartlara uygun karot örnekler alınmıştır. Bu örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde andezitlerin mühendislik özelliklerinin araştırılmasında TS 699 (TSE, 1987) ve ISRM (ISRM, 1981) standartları kullanılmıştır.

Standart örnekler üzerinde yapılan deneylerle Mamak Formasyonuna ait Çubuk andezitlerinin fiziksel, mekanik ve elastik özellikleri belirlenmiştir.

2 ÇUBUK ANDEZİTLERİNİN FORMASYON ÖZELLİKLERİ VE OCAĞIN KONUMU

Çubuk andezitleri Tersiyer yaşlı Mamak formasyonu içerisinde yer alır. Mamak formasyonu genellikle andezitik, yer yer dasitik ve riolititik lav, tüf, aglomera gibi volkanik birimlerden meydana gelmektedir. Ankara civarında geniş alanlar kaplayan bu kayalar en güzel şekilde Mamak, Ankara Kalesi, Hüseyingazi, Gölbaşı ve Çubuk civarında gözlenirler.

Andezitlerde, akma dokusu ve hiyaloplitik bir yapı yaygındır. Fenokristallerde kılcal çatlaklar gözlenir. Ana bileşenler genelde, plajiyoklaz, piroksen, amfibol ve volkanik camdan oluşur. Tali bileşenler olarak yer yer zirkon veya apatit görülür. Piroksen ve amfibollerde opaklaşma yaygındır. Kayacın yaklaşık %75'i matriks, %25'i fenokristallerden meydana gelmektedir. Matriks kısmı esas olarak volkanik cam (%60), plajiyoklaz mikrolitleri (%35) ve demir oksit mineralleri (%5) ile temsil edilir. Volkanik cam ince demir oksitlere bağlı açık kahverengidir (Özçelik, 1999).

Bu çalışmada, andezitlerin petrografik özelliklerinin belirlenmesi amacı ile örneklerden ince kesitler alınarak mikroskop çalışması yapılmıştır. Yapılan ince kesit çalışmaları ile andezitin minerolojik bileşimleri mineral yüzdeleri ve minerallerin ortalama tane boyları belirlenmeye çalışılmıştır. Mikroskop altında ince kesitler üzerinde yapılan çalışmalardan şu sonuçlar elde edilmiştir.

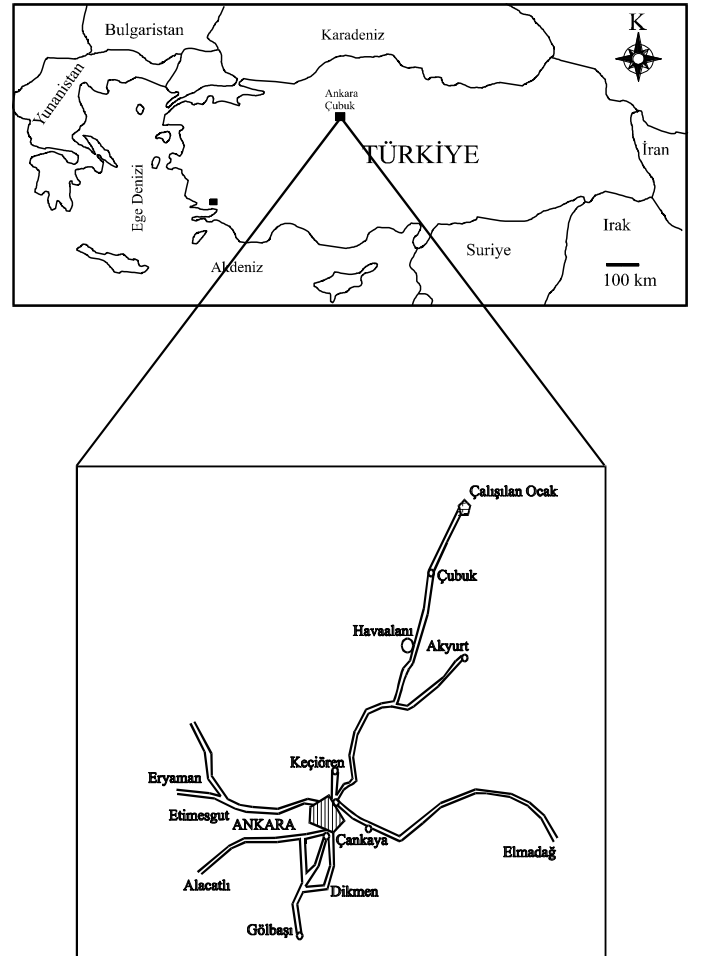
Alınan örneklerin bir kısmı, mikrolitik hiyalin porfirik dokuya sahiptir. Plajiyoklaz tane boyu 0.120–0.148 mm arasındadır. Biotit tane boyu 0.067–0.074 mm arasındadır.

Minerolojik bileşim; plajiyoklaz, biyotit, hornblend, opak mineralleri mevcuttur. Biotit oranı çok fazla, amorf silis biraz fazla, hamur kriptokristalin şekilde feldspat fazladır. Diğer kısmı; mikrolitik, hiyalin porfirik dokuya sahiptir. Plajiyoklaz tane boyu 0.056–0.060 mm, biyotit tane boyu 0.080–0.095 mm arasındadır. Minerolojik bileşimi; plajiyoklaz, biyotit, hornblend, opak mineraldir. Diyorit anklavı ve gaz boşlukları, bol miktarda amorf silis ve demir bakımından fakir volkan camı ve mikrolit de bulunmaktadır.

Lav akıntısı şeklinde, genellikle desimetrik kalınlıklarda akıntı tabakalanması gösterirler. Bunlar

minerallerdeki tane boyu ve renkteki hafif değişimlerle belirlenmektedir. Tabakalanma konumu masifin merkezi ve kuzey bölümde K30–35D/45GD arasında değişmektedir. Güney bölümünde ise tabakalanma konumlarında önemli farklılık gözlenmektedir. Doğrultular D–B ile K63B arasındadır. Eğimler 37°–55° arasında kuzey ve kuzeydoğuya doğrudur. Andezitler mikroskopik olarak kahverengi kırmızımtırak bir renk gösterirler. Plajiyoklaz fenokristalleri ve santimetrik boyutlardaki andezit anklavları nedeniyle beyaz benekli bir görünüm arzederler. Tıkız bir yapıya sahiptirler. Altta kalınlığı 1.5–3 m arasında değişen breşik bir seviye ile sınırlandırılmıştır. K40B/32GB konumlu bu seviyenin altında yer alan andezitler ise gri ve koyu renklerde ve daha sık çatlaklıdır.

İşletme sahası Çubuk ilçesine bağlı Susuz köyünün 3 km güneyinde, Menekşe Tepe'nin batı yamacında bulunur. Ocak yaklaşık 1350 kotunda ve Çankırı H30-04 paftasının içinde bulunmaktadır. Ocağın yer bulduru haritası Şekil 1'de gösterilmektedir.



Şekil 1 Çalışmanın gerçekleştirildiği Çubuk andezit ocağının yer bulduru haritası

Çubuk andezitleri üzerinde yapılan kimyasal analizler neticesinde ise, Çubuk andezitlerinin %80-85 oranında SiO₂, bunun yanında Ca, Mg, Al, Na elementlerini de içerdiği tesbit edilmiştir.

3 ÇUBUK ANDEZİTLERİNİN MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

3.1 Çubuk andezitlerinin yapısal özellikleri

Şeritmetre yardımıyla birbirine paralel çatlak takımı arasındaki dik uzaklık ölçülerek çatlak ara uzaklığı, aynı çatlağın iki duvarı arasındaki dik uzaklık ölçülerek de çatlak açıklığı bulunmuştur. Yapılan ölçümlere göre, çatlak ara uzaklığının 10–100 cm, çatlak açıklığının 1–10 mm civarında olduğu görülmüştür. Andezitlerin çatlak ara uzaklığına göre “sık ve orta çatlaklı” (Çizelge 1), çatlak açıklığına göre “orta ve açık çatlaklı”, kayaç sınıfında (Çizelge 2) yer aldığı görülmüştür (çatlak açıklıkları genellikle kırıntılı toprak dolguludur). Ancak andezit bir lav akıntısıyla oluştuğu ve akma dokusuna sahip olduğu için ocağın farklı bölgelerinde yer yer 50–60 mm’lik dolgulu çatlaklara da rastlanmaktadır.

Çizelge 1 Çatlak Ara Uzaklığına Göre Kayaçların Sınıflandırılması (Deere, 1963)

Çatlak Ara Uzaklığı (cm)	Kayaç Tanımı
Çok sık çatlaklı	< 5
Sık çatlaklı	5 – 30
Orta çatlaklı	30 – 100
Seyrek çatlaklı	100 – 300
Çok seyrek çatlaklı	>300

Çizelge 2 Çatlak Açıklığına Göre Kayaçların Sınıflandırılması (Tarhan, 1989)

Kayaç Tanımı	Çatlak Açıklığı (mm)
Çatlaksız kayaç	0
Çok ince çatlaklı kayaç	0 – 0.1
İnce çatlaklı kayaç	0.1 – 1
Orta çatlaklı kayaç	1 – 5
Açık çatlaklı kayaç	>5

3.2 Andezitin fiziksel özellikleri

Susuz köyü civarında yüzeylenen andezite ait fiziksel özellikler laboratuvar deneyleriyle saptanmıştır. Fiziksel özelliklerden yoğunluk, su emme, gözeneklilik gibi özellikler tek başlık halinde verilmiştir.

3.2.1 İndeks özellikler

Andezite ait indeks özellikleri, karot örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleriyle saptanmıştır. Deneylerde TS 699 (TSE, 1987) “Tabii Yapı Taşları Muayene ve Deney Metodları” ve ISRM (1981) standartlarına uygun deneyler esas alınmıştır.

Kaya bloklarından alınan karot örnekleri etüvde 105° C’ de ($\pm 5^\circ$ C) 24 saat kurutulup saf suda 48 saat bekletildikten sonra tartılmıştır. Böylece bulunan kuru ve doymun ağırlık değerleri kullanılarak özgül ağırlığı, su emme oranı ve porozite gibi özellikleri belirlenmiştir. Çalışılan bölgedeki andezitlere ait elde edilen ortalama değerler aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

Özgül ağırlık	: 2.61 t/m ³
Su emme oranı	: % 1.4
Porozite	: % 3.38

Andezit, fiziksel özelliklerinden poroziteye göre sınıflandırıldığında, Çizelge 3’de verilen sınıflama baz alındığında, “orta boşluklu kaya” sınıfında yer aldığı görülmüştür.

Çizelge 3 Kayaçların Poroziteye Göre Sınıflandırılması (Moos and Quervan’dan, Tarhan 1989)

Kaya Sınıfı	Porozite
Çok kompakt	< 1
Az boşluklu	1 – 2.5
Orta boşluklu	2.5 – 5
Oldukça boşluklu	5 – 10
Çok boşluklu	10 – 20
Çok fazla boşluklu	> 20

3.2.2 Sertlik

Araziden alınan blok yüzeylerinde L tipi Schmidt Çekici yardımı ile sertlik ölçümü yapılmıştır. Bloklarda her yüzey için 5 farklı noktada 20 okuma yapılmıştır. Toplam 500 okuma yapılmış ve bunların yüzeylere göre ortalamaları alınmıştır. Sonuçta, blok yüzeylerinden alınan Schmidt sertliği ortalamaları 45–60 arasında bulunmuştur.

Çizelge 4’de verilen sınıflama baz alındığında andezitin “çok sert kaya” sınıfında yer aldığı görülmüştür.

Kaya Sınıfı	Schmidt Sertliği Değerleri
Fevkalade Yumuşak	16 – 20
Çok Yumuşak Kaya	20 – 24
Yumuşak Kaya	24 – 30
Sert Kaya	30 – 45
Çok Sert Kaya	45 – 60
Fevkalade Sert Kaya	> 60

3.3 Andezitin mekanik ve elastik özellikleri

3.3.1 Tek Eksenli Basınç Dayanımı

Tek eksenli basınç dayanımı deneyleri bloklardan ISRM'ye uygun karot örnekleri alınarak yapılmıştır. Alınan örneklerde, lav akıntı yönü, tabakalanma ve yapraklanma (şistozite) gibi kesin makroskopik yönlenmelerin tesbiti yapılamamıştır. Kuru ve doymuş örnekler üzerinde yapılan deneylerde örnekler kırılıncaya kadar kuvvet uygulanmıştır. Elde edilen dayanım değerleri kaya kütlelerinin tanımlanması ve dayanım sınıflandırması için kullanılmaktadır. Deneyler laboratuvarında otomatik kontrollü makina ile yapılmıştır. Elde edilen veriler doğrudan makinaya bağlı yazıcıdan MPa olarak alınmıştır. Tek eksenli Basınç Dayanımı 50–100 MPa bulunmuştur.

Kuru ve doymuş örnekler üzerinde aynı deney şartlarında andezitin doymuş durumda basınç dayanımı değerinde yaklaşık % 10–15 azalma görülmüştür.

Deneylerde kırılmaların genel olarak ani olduğu gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, Deere & Miller (1966) tarafından verilen tek eksenli basınç dayanımına göre sınıflamada (Ulusay, 1989), andezitin “orta dayanımlı kaya” sınıfına yerleştiği görülmektedir (Çizelge 5).

Çizelge 5 Tek Eksenli Basınç Dayanımına Göre Kayaçların Sınıflandırılması (Ulusay, 1989)

Kaya Sınıfı	Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)
Çok düşük dayanımlı	<25
Düşük dayanımlı	25 – 50
Orta dayanımlı	50 – 100
Yüksek dayanımlı	100 – 200
Çok yüksek dayanımlı	>200

3.3.2 Dolaylı çekme dayanımı

Andezitin çekmeye karşı dayanımı, indirekt yöntemlerden Brazilian deneyi ile bulunmuştur. Boyu çapının yarısı olan karot örneklerinden yapılan deneyler sonucunda çekme dayanım değeri 8–10 MPa arasında bulunmuştur. Örnekler yüklenme doğrultusundan geçen düzlem boyunca kırılmıştır. Böylelikle andezitlerin çekme gerilmeleri karşısında göstermiş oldukları dayanım tesbit edilmiştir.

3.3.3 Nokta Yükleme Dayanımı

Nokta yükleme dayanımı deneyleri kayaçların kalite sınıflandırması için kullanılan indeks değerini belirlemek için yapılmaktadır. Karot örnekler üzerinde yapılan deneyler sonucunda andezitin nokta yükleme dayanım indeks değeri 4–8 MPa arasında bulunmuştur.

Elde edilen sonuçlar tek eksenli basınç dayanımı ile karşılaştırıldığında, bulunan ilişkilerin oldukça yüksek korelasyon verdiği görülmüştür. Buna göre, tek eksenli basınç dayanımı değerinin, nokta yük dayanımının yaklaşık 12 katı olduğu tesbit edilmiştir.

Bieniawski (1975) tarafından yapılan nokta yük dayanımına göre sınıflamada (Koçal, 1999), kayacın “yüksek dayanımlı kaya” sınıfında olduğu görülmektedir (Çizelge 6).

Çizelge 6 Kayaçların Nokta Yük Dayanımına Göre Sınıflandırılması (Koçal, 1999)

Kaya Sınıfı	Nokta Yük Dayanımı
Çok düşük dayanımlı	<1
Düşük dayanımlı	1 – 2
Orta dayanımlı	2 – 4
Yüksek dayanımlı	4 – 8
Çok yüksek dayanımlı	>8

3.3.4 Üç eksenli basınç deneyi

Kaya örneklerinin dayanımları üç eksenli basınç deneyleriyle içsel sürtünme açıları (ϕ), kohezyonları (c) hesaplanabilmekte ve yenilme zarfları belirlenebilmektedir. Kaya bloklarından çıkarılan karot örnekleri üzerinde üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır.

Deneyler, karot örnekleri üzerinde 8,10,12 MPa'lık yanal gerilmeler altında gerçekleştirilmiştir. Deney sonunda örneklerin kırılma şekilleri ani ve şiddetli, kayma gerilmeleri doğrultusunda gerçekleşmiştir. Andezite ait çekme, tek ve üç eksenli basınç dayanımı ortalama değerleri kullanılarak Mohr daireleri çizilmiştir.

ve yenilme zarfları elde edilmiştir. Şekillerin değerlendirmesi sonucunda, andezitin içsel sürtünme açıları ortalaması 45°, kohezyon ortalamalarının 6 MPa olduğu anlaşılmıştır. Doygun örneklerde ise içsel sürtünme açıları ortalaması 43°, kohezyon ortalamalarının ise 5.75 MPa olduğu anlaşılmıştır.

3.3.5 Elastisite modülünün belirlenmesi

Yapılan deneylerde ISRM (ISRM, 1981) standartları kullanılmıştır. Ancak yeterli sayıda birim deformasyon ölçer (Strain–Gauge) bulunmadığından dial–gauge kullanılarak yardımcı düzenek oluşturulmuştur. Birim deformasyon ölçer kullanılarak tespit edilen değerler arasındaki fark $\pm$ %5 civarında olmuştur.

Kayaçların elastisite modüllerinin tek eksenli basınç dayanımlarına oranı olarak ifade edilen modül oranları, Deere ve Miller sınıflamasına göre (Ulusay, 1989) belirlenmiştir (Çizelge 7) .

Çizelge 7 Kayaçların Modül Oranına Göre Sınıflandırılması (Ulusay, 1989)

Modül Oranı	Değer
Yüksek	>500
Orta	200 – 500
Düşük	< 200

Yapılan deneylerde ortalama elastisite modüllerinin 20.80–30.56 GPa arasında, modül oranları 404–524 arasında olduğu görülmüştür.

Bu sonuçlara göre andezitin bazı bölgelerde orta, bazı bölgelerde yüksek modül oranına sahip olduğu, dolayısıyla dayanımlı kayaç olduğu söylenebilir.

3.3.6 Aşınma dayanımı

3.3.3.1 Los Angeles deneyi

Andezitin aşınma dayanımı, aşındırıcı maddelerle andezitin yüzeyinde meydana getirilmeye çalışılan aşınmaya karşı andezitin göstermiş olduğu dayanımdır.

Hesaplamalar 100 ve 500 devir için ayrı ayrı yapılmış ve aşınma üzerine etkiler her devir için ayrı hesaplanmıştır. 100 devir için değerler 5.1-5.6 arasında, 500 devir için 14.4-17.00 arasında bulunmuştur.

Andezit porfirik dokuya sahiptir. Volkanik cam ve plojiyoklaz mikrolitleri oldukça kompakt bir doku oluşturmaktadır. Kayacın sertliği çok az miktarda bulunan görülebilir amorf silisten çok bu kompakt dokuya bağlıdır. Dolayısıyla kayaç sertliği volkanik

cam ve plojiyoklaz mikrolitlerin sertliği ile belirlenmektedir.

Agrega olarak kullanılacak bu malzemenin Türkiye Cumhuriyeti Karayolları (TCK) Fenni Şartnamesi'ne göre aşınma yüzdesi maksimum %40'dır. Dolayısıyla andezit, agregası ve yapı malzemesi olarak kullanılabilir.

4 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada Çubuk-Susuz Köyü civarında bulunan ocaktaki andezitin mühendislik özellikleri tesbit edilmiş (yapısal özellikleri arazi ölçüm ve gözlemleri ile, fiziksel ve mekanik özellikleri ise laboratuvar deneyleri ile) ve aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır;

A: Arazi gözlemleri ve laboratuvar deneyleri sonucunda andezitin;

1. Çatlak Özelliklerine Göre,
 - ◆ Çatlak ara uzaklığı göz önüne alındığında “sık ve orta çatlaklı kaya” sınıfında yer aldığı,
 - ◆ Çatlak açıklığına göre “orta ve açık çatlaklı kaya” sınıfında olduğu,
 - ◆ Çatlak yüzeylerinin ise orta pürüzlü özellik gösterdiği gözlenmiştir.
2. Fiziksel Özelliklerine Göre,
 - ◆ Porozitesi göz önüne alındığında “orta boşluklu kaya” sınıfında yer aldığı,
 - ◆ Schmidt çekici geri tepme sayısına göre “sert – çok sert kaya” sınıfında yer aldığı görülmüştür.
3. Mekanik Özelliklerine Göre,
 - ◆ Tek eksenli ve nokta yük dayanımı göz önüne alındığında orta ve yüksek dayanımlı kaya sınıfında yer aldığı,
 - ◆ Doygun ve kuru örnekler üzerinde yapılan tek eksenli basınç dayanımı deneyleri sonucunda doymun haldeki basınç dayanımı değerindeki azalmanın yaklaşık % 12 olduğu, fakat andezitin dayanım kaybının fazla olmadığı,
 - ◆ Basınç dayanımı değerinin çekme dayanımı değerinin 6 katı olduğu,
 - ◆ Tek eksenli basınç dayanımının nokta yük dayanımının yaklaşık 12 katı olduğu,
 - ◆ Basınç dayanımı ile özgül ağırlık değerleri arasında doğrusal bir orantı olduğu,
 - ◆ Basınç dayanımı ile nokta yük dayanım indeksi değeri arasındaki ilişkiler incelendiğinde, andezitlerin yüksek korelasyona sahip olduğu,
 - ◆ Basınç dayanımı ile schmidt çekici sertliği değerleri arasında anlamlı bir ilişkinin olduğu,
 - ◆ Birbirine dik yönde alınan örnekler üzerinde yapılan değişik deneyler sonucunda andezitin izotrop malzeme kabul edilebileceği,

- ◆ Üç eksenli basınç deneyi sonucunda kayma dayanımı parametreleri (ϕ , c) açısından (45° , 6MPa) sahip olduğu sonucuna varılmıştır.

4. Aşınma Özelliklerine Göre,

Andezit örnekleri üzerinde yapılan Los Angeles aşınma deneyi sonunda aşınma yüzdesi yaklaşık % 16 bulunmuştur.

B. Andezit üzerinde yapılan deneyler sonucunda,

- ◆ Atmosfer etkilerine karşı dayanıklı,
- ◆ Basınç dayanımı değeri göz önüne alındığında kuru ve doymuş ortamlarda kullanılabilecek bir malzeme olduğu,
- ◆ Özgül ağırlığının 2.61 t/m^3 değerinde olduğu,
- ◆ Su emme oranının % 1.4 olduğu,
- ◆ Don kaybının (Na_2SO_4 ile) %1.1 olduğu,
- ◆ Aşınma kaybının % 16 olduğu,
- ◆ Renk tonunun kahverengi-kırmızımtırak olduğu,
- ◆ %80-85 oranında SiO_2 içerdiği tesbit edilmiştir.

Bu özellikler TS 2513 (TSE, 1977) “Doğal Yapı Taşları” ve TS 699 (TSE, 1987) “Tabii Yapı Taşları Muayene ve Deney Metodları” ile T.C.K Fenni Şartnamesinde aranan özelliklere uygun olduğundan

andezitin, alt temel malzemesi, asfalt mıcırı, beton agregası, yapı malzemesi olarak kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

5 KAYNAKLAR

- Deer, D.U. 1963. *Technical Description of Rock Cores for Engineering Purpose*. Rock Mech. Engineering Geol. 1, pp, 16 – 22
- ISRM, 1981. *Rock Characterisation Testing and Monitoring; Suggested Methods*: Oxford, 16 p.
- Koçal, F. 1999. *Trabzon-Maçka Başar Taşocağındaki Kireçtaşının Agregat Olma Açısından İncelenmesi*. Türkiye 16. Madencilik Kongresi. s. 279 – 285
- Özçelik, Y. 1999. *Mermercilikte Elmas Tel Kesme Makinalarının Çalışma Koşullarının İncelenmesi*. Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Ankara, 242 s. (Yayınlanmamış).
- Tarhan, F. 1989. *Mühendislik Jeolojisi Prensipleri*. KTÜ Yayınları, Trabzon
- TSE, 1977. *Doğal Yapı Taşları*. T.S. 2513, T.S.E. Yayını, 6 s
- TSE, 1987. *Doğal Yapı Taşları Muayene ve Deney Yöntemleri*. T.S. 699, T.S.E. Yayını, 82 s.
- Ulusay, R. 1989. *Pratik Jeoteknik Bilgiler*. Teknomad Yayınları, Ankara, 244 s.

Melendizdağı bazaltlarının agrega (kırmataş) olma özelliği yönünden değerlendirilmesi

Evaluation of Melendizdağı basalts from the point of view of aggregate

S. Kahraman & M. Fener

Niğde Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 51100 NİĞDE

O. Günaydın

Çukurova Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Balcalı / ADANA

ÖZET: Bu makale Niğde ili sınırları içerisinde geniş bir yayılım gösteren Melendizdağı Bazaltları üzerinde yapılmış bir çalışmayı tanımlamaktadır. Bu bazaltların agrega olarak kullanılabilirliklerini araştırmak amacıyla bir seri analiz ve test yapılmıştır. İnce kesitler üzerinde minerolojik ve petrografik analiz yapılmış ve kimyasal analiz ile bileşimleri belirlenmiştir. Birim hacim ağırlık, porozite ve don karşı dayanım gibi fiziksel özellikler, tek eksenli basınç direnci, üç eksenli basınç direnci, Los Angeles aşınma direnci gibi mekanik özellikler tesbit edilmiştir. Analiz ve test sonuçlarının değerlendirilmesiyle Melendizdağı Bazaltlarının agrega olarak kullanılabilirliğine kanaatine varılmıştır.

ABSTRACT: This paper describes a study carried out on Melendizdağı Basalts spreading in Niğde Area. Numerous analyses and tests were performed on Melendizdağı Basalts to investigate the possibility of using it as aggregate. Mineralogical and petrographic analysis were conducted on thin sections and Chemical compounds was obtained by chemical analysis. Physical properties such as unit weight, porosity and freezing strength and mechanical properties such as uniaxial compressive strength, tensile strength, Los Angeles abrasion value were determined. The results of the analyses and the tests were evaluated and it was concluded that Melendizdağı Basalts can be used as aggregate.

1 GİRİŞ

Teknolojinin hızla ilerlemesi ve bununla beraber nüfusun önemli ölçüde artması, dünyada ve ülkemizde yapı sektöründe önemli derecede değişikliğe sebep olmuştur. Önceleri tek katlı olarak yapılan konutların yerini çok katlı binalara bırakması, geçmiş yüzyıllarda çok az rastladığımız yollar (otobanlar), barajlar, tüneller, nükleer enerji santralleri gibi endüstriyel amaçlı inşaa edilen binaların hızla artması, bu gelişmelere paralel olarak yapıların çekirdeğini oluşturan beton agregası gereksinimini doğurmuştur. Önceleri yapı malzemesi olarak kullanılan dere ve ırmak kumlarının bu gereksinime cevap vermede yetersiz kalması ve kullanımından kaynaklanan bazı dezavantajların (Alkali Silis Reaktivitesi gibi) laboratuvar deneyleriyle ispatlanması yapı sektörünü alternatif beton agregası üretme yoluna itmiştir. Kırmataş yöntemi de bu alternatif yöntemlerden bir tanesidir. Kırmataş yönteminin esası doğada mevcut bulunan sert kaya birimlerinin değişik boyutlarda kırılması esasına dayanır. Ancak doğadaki tüm sert kaya

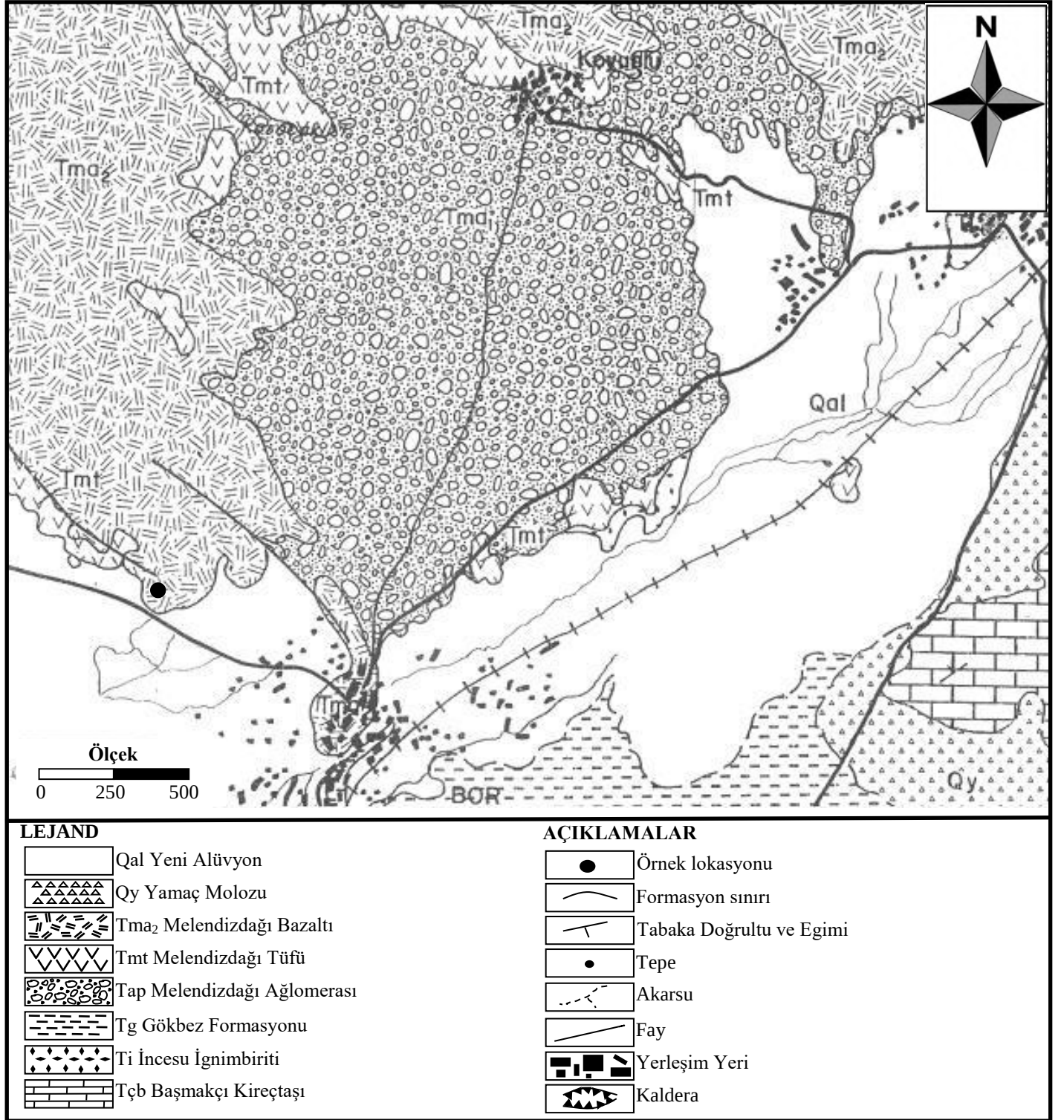
birimleri bazı özellikleri itibarıyla beton agregası olarak kullanıma uygun değildir.

Bu çalışmada Melendizdağı Bazaltlarının beton agregası olarak kullanılıp kullanılmayacağının ortaya konması amaçlanmıştır. Melendizdağı Bazaltlarının minerolojik ve petrografik özelliklerini belirlemek için, ince kesitleri hazırlanmış ve jeokimyasal analizleri ile birlikte alkali-silis reaktivitesi değerlendirilmesi yaptırılmıştır. Fiziksel özelliklerinden; birim hacim ağırlıkları, özgül ağırlığı, porozite (gözeneklilik), görünür porozite, boşluk oranı, hacimce ve kütlece su emme oranları, doluluk oranı ve don karşı duyarlılık derecesi belirlenmiştir. Mühendislik özelliklerinden tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, üç eksenli basınç dayanımı, Los Angeles aşınma dayanımı, darbe dayanım katsayısı, Schmidt çekici sertliği ölçülmüştür.

Laboratuvar deneylerinde kullanmak amacıyla yaklaşık 40x40x20 cm boyutlarında 6 adet blok alınmıştır. Bu bloklardan 5.47 cm ve 3.77 cm çaplarında, deneyin amacına göre değişik boyalarda toplam 45 adet karot alınmış ve karotların uçları taş

miktarda bulunan kuvarstan ibarettir (Şekil 3 a,b,c). Kesit içerisinde % 50 oranında bulunan plajiyoklas feldspatların belli bir yönde yarı paralel olarak yönlenmiş olması trakitik dokuda olduğunu ve ayrıca kırılmaç kuyruğu dokusuna da sahip olduğunu göstermiştir. (Şekil 3 d,e). Olivin ve piroksen minerallerinin hipidiyomorf özellikte ve farklı boyutlardaki olivin ve piroksenlerin

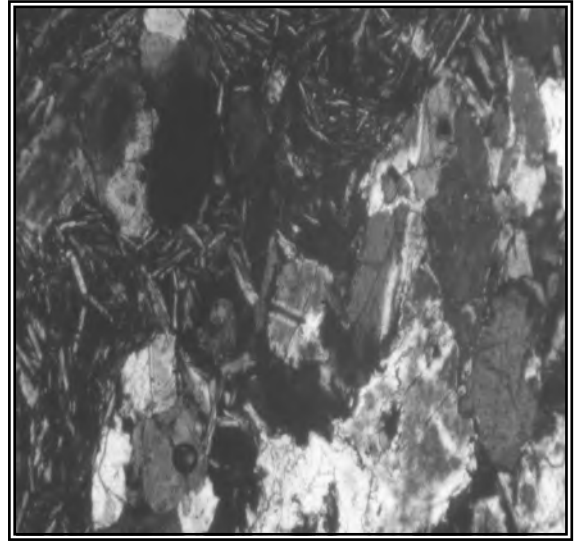
glenomerofirik dokuya sahip olduğu gözlenmiştir (Şekil 3-b). Kesitin genelinde kristallenme derecesine göre hipokristalin doku ve vezüküler doku hakimdir (Şekil 3-d, e). Bazaltlarla ilgili makroskobik ve mikroskobik bulgular Çizelge 2’de verilmiştir.



Şekil 2. Çalışma alanının jeolojik haritası (Kayseri İ19 Paftası, MTA)



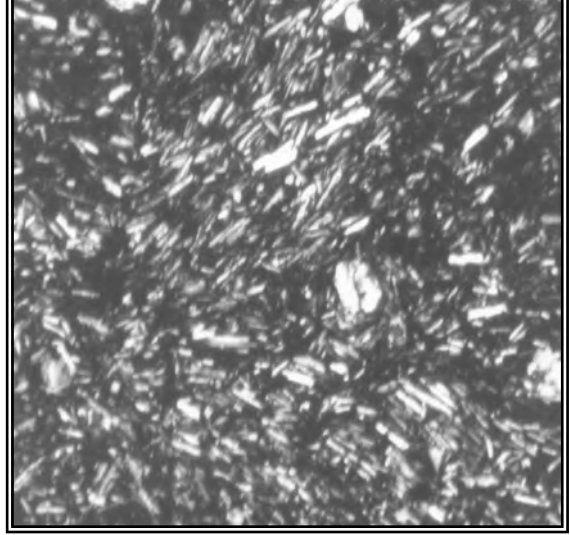
a. Kesitlerin içerisinde gözlenen idiomorblastik dokulu plajiyoklaz kristalleri



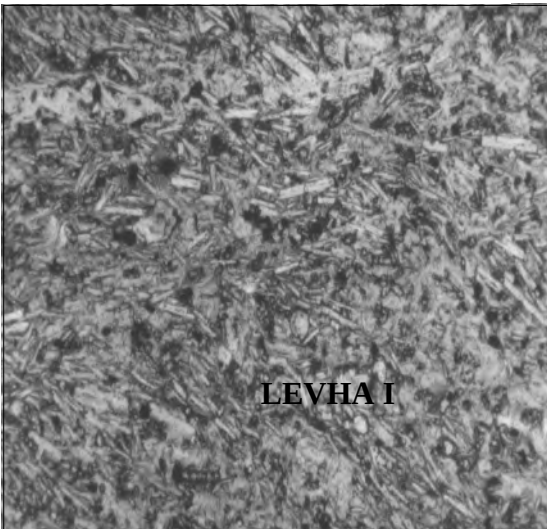
b. Proksen ve olivin kristallerinin oluşturduğu glomerofirik doku



c. Plajiyoklas Feldispatlarda gözlenen polisentetik ikinlenmeler ve seri dokusu



d. Kesitin genelinde gözlenen trakitik doku



e. Mikro boyutta gözlenen veziküler boşluklar

Şekil 3. Polarizan Mikroskop altında gözlenen belli başlı dokular

Çizelge 2 Makroskobik ve mikroskobik özellikler

MAKROSKOBİK ÖZELLİKLER		MİKROSKOBİK ÖZELLİKLER		
Renk	Kahverengimsi siyahımsı	Mineraller	Modal Sınıf.	Göz. Dokular
Yönlenmesi	Hamur içerisinde plajiyoklas Feldspatlarda	P. Feldspat	% 50	- Traktitik doku - İdiblostik doku
Yapısal Öz.	Akma yönünde tabakalanma Gösteriyor	Piroksen	% 15	- Hipidiyomorf doku - Glenomerofirik doku
Ayrışma	Bloklı	Olivin	% 15	- Hipidiyomorf doku - Glenomerofirik doku
Çatlaklık	Farklı yönlerde çatlak sistemi	Kuvars	% 5	- Vezülüler
Mineraller	Çok küçük taneli Plajiyoklas feldspat	Veziküler Boşluk	% 5	<u>Diğer Göz. Dokular.</u> - Kırılma kırığı - Vitrofirik doku.
Dokusal Öz.	- Afaneritik doku - Hipokristalin doku	İkincil Mineraller Hamur Maddesi	% 10	

3.2 Jeokimyasal özellikler ve alkali silis reaktivitesi

Yapılan petrografik çalışmalar ışığında nisbeten az bozunmuş bazaltlardan alınan kaya numunelerinin kimyasal analizleri ve alkali silis reaktivitesi deneyleri yapılmış (TS 2516), majör oksitlerin ICP yöntemiyle elde edilen sonuçları Çizelge 3’de verilmiştir. Alkali-silis reaksiyonu değerlendirmesine göre çözünmüş silis konsantrasyonu (Sc) 28 mmol/l, alkali azalması (Rc) ise 370 mmol/l olarak bulunmuştur. Bu değerlerin Şekil 4’deki yeri kontrol edildiğinde söz konusu bazaltların alkali-silis reaktivitesi yönünden zararsız agregalar sınıfına girdiği anlaşılmıştır.

Çizelge 3 Kimyasal analiz sonuçları

Oksit Elem	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	CaO	TiO ₂	P ₂ O ₅
Yüz. Dağ.	51.8	16.57	15.17	6.31	1.33	0.67	3.77	2.71	1.67

4 MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

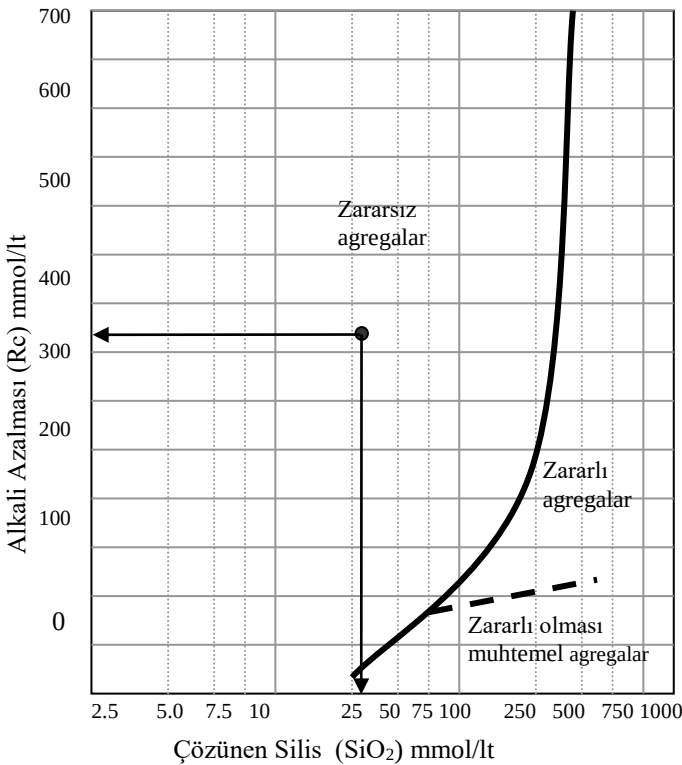
4.1 Fiziksel özellikler

Bor ilçesi ile Altınhisar ilçeleri arasında yüzeylenen bazaltlara ait fiziksel özellikler laboratuvar deneyleri sonucu saptanmıştır. Fiziksel özelliklerden kuru ve doymun birim hacim ağırlık, özgül ağırlık, porozite (gözeneklilik), ağırlıkça ve hacimce su emme, doluluk oranı, indeks özellikleri halinde tek başlık altında verilmiştir. Kaya biriminin sertliği ve dona karşı duyarlılık derecesi ayrı ayrı başlıklar altında ele alınmıştır.

4.1.1 İndeks özellikler

Bazaltlara ait indeks özellikleri karotlar üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ile saptanmıştır. Deneylerde TS 699 (1987) ve ISRM (1981) standartları esas alınmıştır.

Kaya bloklarından alınan karotlar etüvde 105°C de 24 saat kurutulup saf suda 48 saat bekletildikten sonra ağırlıkları belirlenmiştir. Bulunan kuru ve doymun ağırlık değerleri kullanılarak bazaltların kuru birim hacim ağırlığı d_k (gr/cm³), doymun birim hacim ağırlığı d_h (gr/cm³), özgül ağırlık γ , porozite (gözeneklilik) p (%), doluluk oranı k (%), ağırlıkça su emme S_k (%), hacimce su emme S_h (%), tane birim hacim ağırlığı d_o (gr/cm³) belirlenmiş ve bu özellikler Çizelge 4’te gösterilmiştir. Bazaltların porozitesinin Moos-Querna’nın (Tarhan, 1989) sınıflandırma sistemine göre “Oldukça boşluklu kaya” sınıfında yer aldığı görülmektedir.



Şekil 4 Alkali azalması (Rc) ve çözünmüş silis oranı (Rc) diyagramı

Çizelge 4. Kaya birimlerinin indeks özellikleri

İndeks Özellikleri	Değerler	St. Değ.
Doğal Birim Hacim Ağırlık, gr/cm ³	2.58±0.06	-
Özgül Ağırlık	2.58±0.06	>2.55
Kuru Birim Hacim Ağırlık, gr/cm ³	2.44±0.13	-
Tane Birim Hacim Ağırlık, gr/cm	2.60	-
Görünür Porozite, %	6.37±3.60	-
Porozite, %	5.50	-
Hacimce Su emme Oranı, %	6.60±3.60	-
Kütlece Su Emme Oranı, %	2.60±1.50	<1.8
Doluluk Oranı, %	94.50	-

4.1.2 Schmidt çekici sertliği

Arazi çalışmaları sırasında kaya blokları yüzeyinde N tipi Schmidt çekici yatay düzleme dik kullanılarak sertlik ölçümü yapılmıştır. Belirlenen bir blok üzerinde farklı yirmi noktadan geri tepme değerleri okunup bu değerlerden en küçük olan 10 tanesi atılmış, kalan 10 değer in ortalaması alınmıştır (ISRM 1981). Deney 5 kaya kütlesi üzerinde tekrarlandıktan sonra bulunan değerlerin ortalaması Schmidt çekici sertliği olarak kabul edilmiştir. Sonuç olarak kayacın 64.3±4.5 Schmidt çekici değeri ile “Fevkalade Sert Kaya” sınıfına girdiği görülmüştür.

4.1.3 Na₂SO₄ çözeltisinde don kaybı

Laboratuara getirilen blok boyutundaki kaya birimleri konkasör yardımıyla kırılarak Çizelge 5’de gösterilen elek aralıklarında ve istenen miktarda numune hazırlanmıştır.

Çizelge 5. Na₂SO₄ çözeltisi don deneyi için gerekli numune miktarları (TS 699/1987)

elek aralıkları	numune miktarı	Düzeltilme oranı
40mm-20mm	1000gr	2000gr
25mm-20mm	1000gr	
20mm-10mm	500gr	30
10mm-5mm	100gr	20

30 °C’deki 1 litre suya 750 gr kristal Na₂SO₄.10H₂O ilave edilerek tamamen çözününceye kadar karıştırılmıştır. Çözelti oda sıcaklığında 48 saat süreyle dinlendirildikten sonra 10 devir için kullanılmıştır. Farklı elek aralıklarındaki numuneler ayrı ayrı kaplarda hazırlanmış çözeltilerin içerisinde 16-18 saat arasında bekletildikten sonra, çözelti içerisinden çıkartılıp 110 °C’ye ayarlı hava dolaşımli etüvde 4

saat süreyle kurutulmuştur. Aynı işlem 5 defa yapıldıktan sonra deney numuneleri temizlenip yıkanmış etüvde kurutulmuş, her grup numune kendi alt eleğinden geçecek şekilde elenerek sodyum sülfat don kaybı (k_d), bağıntı (1) kullanılarak belirlenmiştir (TS 699/1987).

$$K_d = [(G_o - G_1) / G_o] * 100 \quad (1)$$

Burada; K_d= Sodyum sülfat çözeltisindeki don kaybı (%), G_o= Başlangıçtaki numune miktarı (gr); G₁= Deney sonundaki numune miktarı (gr).

Elde edilen değerlere göre Melendizdağı Bazaltlarının sodyum sülfat çözeltisindeki don kaybı % 1.64 olarak belirlenmiştir. Bulunan bu sonuç TS 706’da belirtilen % 4 sınır değerinin altında kaldığı için beton agregası olarak kullanılmasında bir sakınca olmayacağı anlaşılmıştır.

4.2 Mekanik özellikler

4.2.1 Tek eksenli basınç deneyi

Tek eksenli basınç deneyi 3.77 cm çapında 8 cm uzunluğundaki karotlar üzerinde yapılmıştır. Toplam 10 numune üzerinde yapılan deneylerde kırılmalar genelde ani ve şiddetli olmuştur. Tek eksenli basınç direnci 2 ve 3 nolu bağıntılar yardımıyla hesaplanmış ve Çizelge 6’da gösterilmiştir.

$$\sigma_c = \frac{F}{A} * 10^{-3} \quad (2)$$

$$A = (R/2)^2 \quad (3)$$

Burada; σ_c= Tek eksenli sıkışma dayanımı (MPa); F= Yenilme anındaki yük (kN); A= Örneğin kesit alanı (m²); R= Örneğin çapı (mm)

Tek eksenli basınç direncine göre yapılan sınıflamada bazaltların “yüksek dirençli kaya” sınıfında yer aldıkları gözlenmiştir (Deer ve Miller 1966).

4.2.2 İndirekt çekme (Brazilian) deneyi

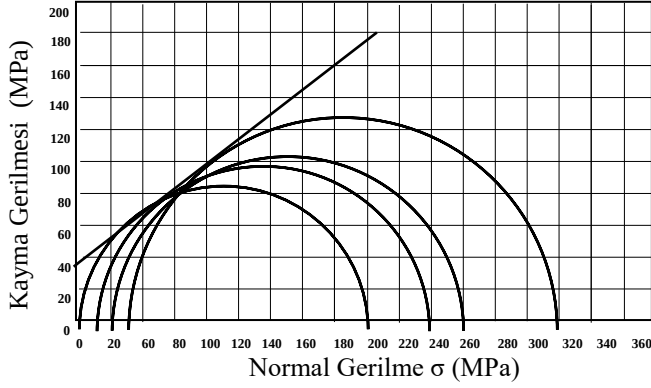
Bazaltların çekmeye karşı direnci indirekt yöntemlerden Brazilian deneyi ile bulunmuştur. Deney, boyu çapına eşit olan 10 örnek üzerinde yapılmıştır. Çekmeye karşı dayanım değeri bağıntı 4 ile hesaplanmış, sonuçlar Çizelge 6’da verilmiştir.

$$\sigma_t = 0.636 \left(P / Dt \right) \quad (4)$$

Burada; σ_t= Çekme dayanımı (MPa); P = Örneğe yenilme anında uygulanan yük (kN); D = Örnek çapı (mm); t = Örnek kalınlığı (mm)

4.2.3 Üç eksenli basınç deneyi

Deneyler 5.47 cm çap ve 11.00 cm boyundaki karotlar üzerinde 10 MPa, 20 MPa ve 30 MPa'lık hücre basınçları altında gerçekleştirilmiştir. Çizilen mohr dairesi ve kırılma zarfı Şekil 5 yardımıyla kohezyon ve içsel sürtünme açısı bulunmuştur. Elde edilen değerler Çizelge 6'da verilmiştir.



Şekil 5. Üç eksenli basınç deneyi sonucu çizilen Mohr dairesi ve kırılma zarfı

4.2.5 Los Angeles aşınma dayanımı

Deneyi yapmak için araziden getirilen blok kaya kütleleri 4.7 mm ile 2.3 mm aralıklı elekten geçecek şekilde kırılmıştır. D sınıfına giren bu elek aralıklarından toplam 5000 gr bazalt örneği alınmıştır. Deney iki aşamada gerçekleştirilmiş; kırılan ve değişmez kütleye kadar kurutulan numune iki tarafı çelik, silindir biçiminde ve iç çapı 710 mm, boyu 508 mm olan kapalı silindir içinde iki rafı bulunan, dakikada 30 devir yapabilen Los Angeles aşınma cihazına toplam ağırlığı 2500 gr olan 6 adet çelik bilye ile birlikte konulmuştur. 100 devir sonunda çıkartılan numune elek aralığı 1.6 mm olan kare gözlü elekten geçecek şekilde elenmiştir. Elek üzerinde kalan kısmı yıkanıp kurutulduktan sonra hassas terazide ağırlığı (G_{100}) belirlenmiştir. Aynı işlem cihazda 400 devir için yapıldıktan sonra G_{500} değeri belirlenmiştir. Bulduğumuz bu değerler bazaltların 100 devir ve 500 devir için aşınma kayıplarını vermiştir. Bu sonuçlara göre 100 devir sonundaki aşınma kaybı (K_{100}) % 4.6 ve 500 devir sonundaki aşınma kaybı ise (K_{500}) % 17.24 olarak bulunmuştur. Aşınma kayıpları 5 ve 6'nolu bağıntılar (TS 699) kullanılarak hesaplanmış, deneylerle ilgili sonuçlar Çizelge 6'da verilmiştir.

$$K_{100} = [(G_o - G_{100}) / G_o] * 100 (\%) \quad (6)$$

$$K_{500} = [(G_o - G_{500}) / G_o] * 100 (\%) \quad (7)$$

Burada; K_{100} =Yüz devir sonundaki aşınma kaybı (%); G_o = Başlangıçtaki numune miktarı (gr); G_{100} = Yüz devir sonunda elek üzerinde kalan numune miktarı (gr); G_{500} = Beşyüz devir sonunda elek üzerinde kalan numune miktarı (gr).

Elde edilen bu sonuçlar TCK (1986) Fenni şartnamesinde belirtilen maksimum aşınma kaybı % 40 değerinin altında olduğundan, Melendizdağı Bazaltlarının aşınma dayanımı açısından agrega ve yapı malzemesi olarak kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

4.2.5 Darbe dayanım deneyi

Darbe dayanım katsayısını belirleyebilmek için ağırlığı yaklaşık 30 kg, alt çapı dairesel ve 300 mm metal tabanlı, iç çapı 102 mm, iç derinliği 50 mm, et kalınlığı 6 mm silindir biçimli, çekiç ağırlığı 14 kg olan standart darbe dayanım aleti kullanılmıştır. 14 mm ile 10 mm çaplı eleklerin arasında kalan 750 gr kırılmış numune (M_b) aletin içerisine konarak 14 kg ağırlık 38 cm yükseklikten 15 defa bırakılmıştır. Bu işlemler yapıldıktan sonra çıkartılan numune 2.36 mm çaplı kare gözlü elekten elenerek, üzerindeki ağırlık (M_s) Bağıntı 7'de yerine yazılarak darbe dayanım katsayısı belirlenmiştir.

Darbe dayanım deneyi sonucu Çizelge 6'da verilmiştir.

$$D_k = [M_s / M_b] * 100 \quad (7)$$

Burada; D_k =Darbe dayanım katsayısı (%), M_s = 2.36 mm'lik elek üzerinde kalan malzeme miktarı (gr), M_b =Başlangıçtaki numune miktarı (gr)

4.2.6 Nokta yük dayanım indeksi deneyi

Bazaltlardan alınan boyu/çap oranı 1.2 olan 10 numunenin nokta yük dayanım indeksi, iki konik uç arasında yenilme yükü göstergeden okunmak sureti ile belirlenmiştir. Hesaplamalar bağıntı 8 kullanılarak yapılmıştır.

$$I_s = P / D_e^2 \quad (8)$$

Burada; I_s =Düzeltilmiş nokta yük indeksi (kPa); P =Yenilme yükü (kN); D_e = Çapsal deneyler için numune çapı (mm).

Çapsal yükleme biçiminde yapılan nokta yük deney sonuçları Çizelge 6'da verilmiştir. I_s 'nin eşdeğer karot çapına göre düzeltilmesinde bu amaç için hazırlanmış nomogram kullanılmıştır.

Çizelge 6. Melendizdağı Bazaltlarının bazı fiziksel ve mekanik özellikleri

Deneyler	sonuçlar
Tek Eksenli Basınç Dayanımı (MPa)	202.93±6.2
Çekme Dayanımı (Brazilian) (MPa)	8.84±1.1
Nokta Yük Dayanımı (MPa)	12.00±1.7
İçsel Sürtünme Açısı	38°
Kohezyon (MPa)	40.00
500 Devirlik Aşınma Kaybı	17.24
Darbe Dayanım Katsayısı	92.53±2.4

5 SONUÇLAR

Bu çalışmada Melendizdağı Bazaltlarının mineralojik-petrografik özelliklerinin yanı sıra mühendislik özellikleri de saptanmış ve şu sonuçlar bulunmuştur.

Minerolojik-petrografik özelliklerine göre bazaltların;

- Koyu-kahverengi ve siyahımsı renkte, masif, az boşluklu, afanitik bir yapıya sahip olduğu,
- İnce kesitlerinde; % 55 Plajiyoklas feldspat, % 15 piroksen, % 5 kuvars, % 15 olivin % 5 veziküler boşluk ve % 3 tali mineraller içerdiği,
- Özşekli plajiyoklas feldspatlarda trakitik doku, yarıözşekli piroksen ve olivinlerde glomerofirik doku gözlemlendiği ve kesitin genelinde veziküler doku, kırlangıç kuyruğu dokusu ve vitrofirik dokunun bir arada gözlemlendiği,
- Yapılan kimyasal analiz sonuçlarına göre yüksek potasyumlu, kalk-alkalin bir magmadan kaynaklandığı,
- Alkali-silis reaktivitesi yönünden çözünmüş silis konsantrasyonu (Sc) 28 mmol/l, alkali azalması (Rc)'nin ise 370 mmol/l değeri ile zararsız agregalar sınıfında yer aldığı anlaşılmıştır.

Fiziksel özelliklerine göre bazaltların;

- Doğal birim hacim ağırlığının 2.58 gr/cm³, kuru birim hacim ağırlığının 2.44 gr/cm³ olduğu,
- Özgül ağırlığının 2.58, tane birim hacim ağırlığının 2.60 gr/cm³ olduğu,
- Kütlece su emme oranının % 2.6, hacimce su emme oranının % 6.6 olduğu,
- Görünür porozitenin % 6.37, normal porozitenin % 5.5 olduğu, bu sonuca göre “oldukça boşluklu kaya” sınıfında yer aldığı,
- Schmidt çekici geri tepme sayısına göre “fevkalade sert kaya” sınıfında yer aldığı,

- Na₂SO₄ çözeltisinde don kaybı % 1.64 ile TS 699'da belirtilen % 4 sınır değerinin çok altında olduğu belirlenmiştir.

Mekanik Özelliklerine Göre Bazaltların;

- Tek eksenli, nokta yük ve endirekt çekme dayanımları göz önüne alındığında “çok yüksek dirençli kaya” sınıfında yer aldığı,
- Birbirine dik olarak alınan örnekler üzerinde yapılan deney sonuçlarına göre izotrop malzeme olarak kabul edilebileceği,
- Üç eksenli basınç deney sonuçlarına göre kayma direnci parametreleri C ve ϕ 'nin yüksek değere sahip olduğu,
- Los Angeles aşınma deneyi sonucuna göre 500 devir sonunda aşınma kaybının % 17.24 olması, bu değer TCK şartnamesinde belirtilen % 40 değerinin çok altında olduğu,
- Darbe dayanım katsayısının % 92.53 olduğu belirlenmiştir.

Bu özellikler TS 2513 “Doğal Yapı Taşları”, TS 699 “Tabii Yapı Taşları Muayene ve Deney Metotları”, TS 706 “Beton Agregaları” ve TCK'nın “Fenni Şartnamesi”nde aranan özelliklere uygun olduğundan, bazaltların asfalt mıcırı, beton agregası, yapı malzemesi olarak kullanılabileceği sonucuna varılmıştır.

6 KAYNAKLAR

- Batum, İ. 1978. Nevşehirin Güneybatısındaki Göllüdağ ve Acıgöl Volkanitlerinin Jeokimyası ve Petrolojisi. *Yerbilimleri Dergisi*. 4 (1-2), 70-80.
- Beekman, F. M. 1966. The Pliocene and Quaternary Volcanism in the Hasandağı-Melendizdağı Region. *MTA Bull.* 66: 99-106.
- Deere, D. U. & Miller R. P. 1966. Classification and Index Properties of Intact Rock *Technical Report AFWL-TR*, AF Special Weapons Center. Kirtland Air Force Base, New Mexico.
- ISRM, 1981. ISRM Suggested Methods. Rock Characterization
- Paşamehmetoğlu, A. G. Karpuz, C. Özgenoğlu, A. Tutluoğlu, L. & Ünal, E. 1988 Kaya Mekaniği İlkeleri. ODTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Maden İşletme Anabilim Dalı Seminerleri.
- Testing and Monitoring, Editor: ET Brown, Pergamon Pres.
- Tarhan, F. 1989. Mühendislik Jeolojisi Prensipleri. *KTÜ yayınları*, Trabzon.
- TS 2516/1977. Alkali-Silis Reaktivitesinin Kimyasal Yolla Tayini. Ankara
- TS 706/1980. Beton Agregaları. Ankara
- TS 699/1987. Tabii Yapıtaşları Muayene ve Deney metotları. Ankara

Toprakkale bazaltik pomzanın kullanılabilirliği

The usability of Toprakkale basaltic pumices

E. Yaşar, Y. Erdoğan

Çukurova Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 01330, Balcalı-Adana

ÖZET: Son yıllarda pomzanın çeşitli sektörlerde yaygın bir şekilde kullanılmaya başlaması bakımından Toprakkale bazaltik pomzasında asidik karakterli pomzadan farklılığının ortaya konulması ve numunelere kaya mekaniği deneyleri uygulanarak kullanılabilirliği araştırılmıştır.

Bu açıdan Toprakkale bazaltik pomzasının genel mühendislik karakteristiği, jeokimyasal özellikleri ile fiziko-mekanik değerleri laboratuvar ortamında belirlenmiştir. Bu özellikler ile inşaat ve sanayi sektörünün istekleri arasında ilişkiler kurulmuş ve bazaltik pomzanın kullanılabilirliği araştırılmıştır. İnşaat sektöründe hafif yapı malzemesi ve ses-ısı yalıtımı bakımından değerlendirilmiş, çok gözenekli olmasından dolayı hafif yapı, ses-ısı yalıtım malzemesi olarak kullanılması için ideal bir malzeme olduğu tespit edilmiştir. Ayrıca Toprakkale bazaltik pomzası öğütülmüş, Çukurova Bölgesinde bulunan smektit grubu killere (bentonit) yapılan ateş tuğlası, tuğla ve seramik sanayiinde katkı malzemesi olarak kullanılabilirliği ile dış yapı kaplama malzemesine uygunluğu açısından su emme, dayanım ve renk-ahenk ilişkisi araştırılmıştır.

ABSTRACT: Last few years pumice were used in the various sectors. Therefore, the difference between the Toprakkale basaltic pumice and the acidic pumice was discussed and for the usage aim many rock mechanics experiments were realised.

From this point of view, the general engineering characteristics, geochemical, and physico-mechanical properties of Toprakkale basaltic pumice were obtained in the laboratory. Relationships were determined between these properties and construction sectors desire and the usage of basaltic pumice were researched. In the construction sector basaltic pumice were used as light construction and sound isolation material. It was found that pumice is very suitable material for isolation and light construction materials because of its porous structure. Moreover, the pumice is examined, if its mix with smectic clay as additional materials usage in the brick and ceramic industry and also is reasonable as an outside structural cover material the agreeability and water absorbtion, strength, and colour harmony relationship of the pumice was examined.

1.GİRİŞ

İnşaat sektöründe son yıllarda hafif yapı malzemelerine, betonun hafif olması ve zemine gelecek yüklerin azalması gibi nedenlerle verilen önemin zamanla artması, ziraat sektöründe özellikle sera ve bahçe üretimi yapan çiftçilerin doğal, toprak yapısında toksik bileşim içermeyen ve bitkinin ihtiyacı olan suyu nem dengeleyici olarak ayarlaması, tekstil sektöründe ürünlerin renklerinin açılması ve yumuşatılması gibi çoğu alanda pomza taşının kullanımı gün geçtikçe artmaktadır (Yaşar ve Erdoğan, 2001).

Ayrıca deneysel ve gözlemsel analiz tekniklerindeki son gelişmelerin ışığında, pomza oluşumları

üzerinde yapılan fiziko-kimyasal ve tekno-mekanik analiz değerlendirmelerinde, pomza taşının daha farklı endüstri alanlarında kullanımı gündeme gelmiştir. Bunlara örnek olarak; karayolu buzlamalarında, demiryolu inşaatlarında, hidrolik çimentolamada, aşındırıcı endüstrisinde, boya imalinde, kimya sanayiinde, seramik endüstrisinde, gübre üretiminde ve daha bir çok alanda kullanıldığı görülebilmektedir.

Ülkemizde yeterince araştırmaları ve analizleri yapılmamış olan pomzanın fiziksel, kimyasal ve mekanik özellikleri gerek ülke ekonomisi açısından gerekse madencilik faaliyetleri açısından son derece önemli bir hammadde kaynağı ve konusu olmuştur (Gündüz, 2001a).

Pomzanın çeşitli endüstri dallarında farklı amaçlarla kullanımı ve uygulamalarında, malzeme karakteristiği ile ilgili tüm detay bilgilerin önceden bilinmesi gerekmektedir. Bu açıdan, pomzanın kullanım öncesi malzeme seçiminde, malzemenin iç yapı karakteristiği ve kullanım yerlerine uygunluğu, pomzanın kaya mekanığı deneyleri ile tespit edilmiş ve endüstriye uygunluğu ortaya konulmuştur (Yaşar, 2000).

Bu çalışmada Doğu Akdeniz Bölgesi kayaçlarından Toprakkale bazaltları bünyesinde üretilmekte olan bazaltik pomzanın tüketim açısından laboratuvar şartlarında fiziksel ve kimyasal özellikleri tespit edilmiş ve genel bir tanımlaması yapılmıştır. Bu tanımlamaya göre kullanıldığı yer ve amaca uygunluk derecesi, deney sonuçlarına göre pomzanın incelenerek kullanım alanlarına uygunluğunu belirlenmiştir.

2. TÜRKİYEDE POMZA

Türkiye pomza rezervi bakımından oldukça önemli bir potansiyele sahiptir. MTA tarafından yapılan çalışmalar neticesinde yaklaşık olarak 3 milyar m³ lük bir pomza rezervinin varlığı tespit edilmiştir. Pomza rezervlerinin büyük bir çoğunluğu İç Anadolu Bölgesinde yoğunlaşmasına rağmen Akdeniz, Ege ve Doğu Anadolu Bölgelerinde var olan rezervlerin üretimi yapılmaktadır.

Dünya pomza rezervleri açısından önemli bir yere sahip olan Türkiye farklı renk ve doku kalitesiyle dış pazarlarda da aranan pomza kalitesi ve albenisine sahiptir. MTA tarafından detaylı şekilde yapılan araştırmalar neticesinde ülkemizde bilinen pomza işletme ruhsatları ve dünya pomzanın kullanımı ve endüstri dallarına göre dağılımı Çizelge 1 ve Çizelge 2’de verilmiştir.

Çizelge 1. Pomzanın endüstri alanlarındaki kullanım alanları (Gündüz, ve diğ., 2001b)

Kullanım Alanları	%
Yapı elemanı	58,8
Agrega	8,3
Bahçe ve peyzaj	15,1
Yıkama taşı	4,9
Aşındırıcı	7,1
Diğer	5,9

3. SAHA JEOLJİSİ ve KARAKTERİSTİĞİ

Çalışma kapsamında Adana Toprakkale Bölgesinde yüzeylemekte olan Toprakkale Bazaltı bünyesindeki Toprakkale bazaltik pomzası incelenmiştir. Çalışma

alanının bölgesel jeolojisi, pomzanın oluşumu ve geçirmiş olduğu tektonizmanın etkisi araştırılmıştır. Toprakkale bazaltik pomzası Toprakkale ve Erzin ilçeleri ile İskenderun Körfezi arasında yer almakta olup, Kuvaterner yaşlı Plato bazaltları şeklinde yaklaşık 115 km²’lik bir alanda yayılım göstermektedir.

Çalışma alanı ve yakın civarında Karataş Formasyonu (Tka), Kuzgun Formasyonu (Tk), Haydar Formasyonu (Hpl), Delihalil Formasyonu (B) ve Alüvyon (Qal) birimleri görülmektedir. Bu çalışmada Delihalil Formasyonu volkanik bir birim olup Toprakkale Bazaltları olarak adlandırılmıştır (Bilgin ve Ercan, 1981; Doyuran, 1980).

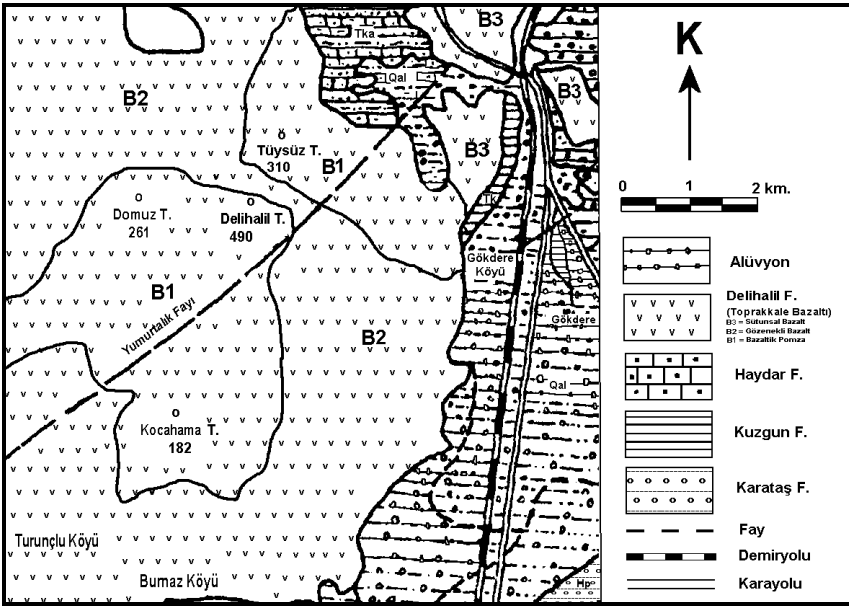
Toprakkale bazaltları oluşumu açısından tabandan tavana doğru bazaltik pomza, gözenekli bazalt ve sütunsal bazalt şeklinde 3 gruba ayrılmıştır (Şekil 1).

Çizelge 2. İllere göre işletme ruhsatı dağılımı (MTA, 1996 itibari ile)

İl	İşletme Ruhsatı Sayısı	%
Nevşehir	23	23,47
Kayseri	17	17,35
Isparta	9	9,18
Manisa	9	9,18
Adana	7	7,14
Bitlis	6	6,12
Konya	4	4,08
Niğde	4	4,18
Ağrı	3	3,06
Hatay	2	2,00
Aksaray	2	2,00
İzmir	2	2,00
Muğla	2	2,00
Kars	2	2,00
Van	2	2,00
Mardin	2	2,00
Burdur	1	1,02
Erzurum	1	1,02
Erzincan	1	1,02
Urfa	1	1,02
Toplam	110	100

İncelemesi yapılan bazaltik pomza, Tüysüz tepe, Delihalil Tepe ve Kocahama Tepe civarında 3-4 m. kalınlığında ve 1 mm.’den 1 m.’ye kadar değişen boyutlarda çok değişik kaya parçaları içermektedir. Volkanik blok ve parçalar yığılması oluşturmuş ve aralarında herhangi bir çimento bulunmayıp en küçük darbeye dağılabilmektedir.

Ana ve tali bacaların uzağında özellikle İskenderun-Osmaniye otoyolu üzerinde püskürmelerin ince kırıntıları ve külleri görülmektedir (Şekil 2).



Şekil 1. Toprakkale Civarının Jeolojik Haritası (Yaşar ve Erdoğan, 2001)



Şekil 2. Bazaltik Pomzadan bir Görünüş

Görünür kalınlığı 10 m. civarındadır. Bu seviye, 50-60 cm. kalınlığında toprak seviyesi ile kaplanmış ve toprak seviyesinin üzerinde 2-4 m. kalınlığında normal derecelenme ve iyi laminalanma göstermektedir. Seviyenin tane büyüklüğü ise 1-15 mm. arasında değişmekte ve uzun eksenleri yataklanma yüzeyine paralellik sunmaktadır.

4. TOPRAKKALE BAZALTİK POMZASININ SINIFLANDIRILMASI VE GENEL MÜHENDİSLİK ÖZELLİKLERİ

Pomza oluşumlarının nitelik olarak irdelenmesinde en yaygın olarak kullanılan kimyasal sınıflama şeklidir. Bu sınıflandırmada, kayacın kimyasal yöntemlerle analizi sonucu elde edilen elementlere dayanarak yapılmaktadır. Kayacın kimyasal bileşimine dayanarak, oluşumu, mağma özellikleri, kayaç serileri tanımlamaya yaramaktadır. Bu sınıflandırma, kayacın yapı, doku ve direkt olarak mineralojik bileşimi hakkında bilgi vermez, ancak bazı yardımcı yöntemlerle mineralojik bileşimi saptanabilir (Uz, ve diğ.,1987).

Bir kimyasal analiz çeşitli oksitlerin % oranlarını ifade eder. Bunlar SiO_2 , Al_2O_3 , Na_2O , K_2O , CaO , MnO , TiO_2 , P_2O_5 , H_2O ve CO_2 dir. Bu oksit elementlere kayacın majör elementleri denilmektedir (Uz ve diğ., 1997). Bu oksit elementlere dayanarak, çeşitli araştırmacılar tarafından farklı tip sınıflandırılmalar geliştirilmiştir.

Bunların en yaygın olarak bilineni, SiO_2 içeriğine göre olan sınıflandırmadır. Bu sınıflandırmada esas olarak irdelenen, kayaç yapısındaki silis içeriğidir. Mağmadan oluşmuş kayaçlarda SiO_2 oranı %35-80 arasında bir değişim göstermektedir. Bu geniş aralıkta değişim gösteren silis, diğer oksitlerinde

değişim göstermesine neden olmaktadır (Uz ve diğ., 1997). Çoğu kez bu değişimler birer anlamlılık ifade eden farklı grafiksel gösterimler ile analiz edilebilmektedir. SiO_2 içeriğine göre pomza kayaç oluşumları,

% 66 fazla SiO_2 içeren kayaçlar, Asidik kayaçlar,
% 66-52 SiO_2 içeren kayaçlar, Nötr kayaçlar,
%52-45 SiO_2 içeren kayaçlar, Bazik kayaçlar olarak adlandırılmaktadır.

Dünyada farklı bölgelerde bulunan pomzalar da, kimyasal olarak % 75'e varan silis içeriği bulunmaktadır. Kayaçların içerdiği SiO_2 oranı, kayaca aşındırıcı (abrasif) bir özellik kazandırmaktadır. Bu aşındırıcılık çeliği aşındırabilecek kadar yüksek bir kimyasal yapı arz edebilmektedir. Pomzanın bünyesinde bulunan Al_2O_3 içeriği ise kayacın ateşe ve ısıya yüksek dayanım özelliğini vermektedir. Na_2O ve K_2O ise tekstil sanayiinde kimyasal tepkimelerle reaksiyon veren mineraller olarak kullanılmaktadır. Asidik ve bazik volkanik faaliyetler neticesinde doğada iki tür pomza bulunmaktadır. Bunlar asidik ve bazik pomza olarak adlandırılmışlardır. Bazik pomza Scoria olarak da adlandırılmaktadır.

Bazaltik pomza Şekil 2'den de görüldüğü gibi genellikle koyu renkli, siyahımsı-kahverengimsi bir renk sunmaktadır. Genel olarak özgül ağırlığı 1-2 gr/cm^3 civarındadır. Yeryüzünde yaygın olarak asidik pomza bulunmaktadır.

Her iki türde oluşum esnasında ani soğuma ve gazların bünyeyi ani olarak terk etmesi sonucu oldukça gözenekli bir yapı kazanmıştır. Ancak, asidik mağmanın yoğunluğu bazik mağmaya göre daha düşüktür. Genel olarak asidik ve bazaltik pomzaların kimyasal bileşimleri Çizelge 3'de verilmiştir (İlhan ve Özdağ, 1997; Özkan ve Tuncer, 2001).

Çizelge 3. Asidik ve bazaltik pomzaların genel kimyasal bileşimi.

Kimyasal Bileşim	Asidik Pomza	Bazik Pomza
SiO_2	70	45
Al_2O_3	14	21
Fe_2O_3	2,5	7
CaO	0,9	11
MgO	0,6	7
$\text{Na}_2\text{O}+\text{K}_2\text{O}$	9	8
Diğer	3	1

4.1. Toprakkale Bazaltik Pomzasının Kimyasal Analizi

Yapılan kimyasal analizler neticesinde bazaltik

pomza da ortalama %45,95 oranında SiO₂, %19,95 oranında Al₂O₃, %7,53 oranında ise toplam demir miktarı bulunmaktadır. Ortalama %13,23 CaO, %6,24 oranında MgO ve toplam olarak % 6,69 oranında Na₂O+K₂O ve diğer tali bileşenler bulunmaktadır (Çizelge 4).

Çizelge 4. Bazaltik Pomzanın Kimyasal Analizi

Bileşim	1	2	3	Ortalama
SiO ₂	45,66	46,38	45,80	45,95
Al ₂ O ₃	16,95	21,89	21,02	19,95
Fe ₂ O ₃	7,45	7,35	7,78	7,53
CaO	18,10	10,78	10,82	13,23
MgO	4,60	6,86	7,26	6,24
Na ₂ O+K ₂ O	6,96	6,34	6,78	6,69
Diğer	0,28	0,40	0,56	0,41
Toplam	100,00	100,00	100,00	100,00

4.2. Birim Hacim Ağırlık ve Özgül Ağırlık

Pomzaların birim hacim ağırlığı, belirli bir hacmi dolduran pomza tanelerinin oluşturduğu ağırlıktır. Toprakkale yöresi bazaltik pomzaları TS 3529'da belirtilen esaslara göre 5 farklı numune üzerinde analiz edilmiş olup deney sonuçları Çizelge 5'te verilmiştir.

Özgül ağırlık ise, pomza tanelerinin kapladığı birim hacimdeki ağırlık değeri olarak tanımlanmaktadır. Pomzaların özgül ağırlığı TS 3526'da belirlenmiş kriterlere göre yapılmıştır. Deney sonuçları Çizelge 5'te verilmiştir.

Çizelge 5. Bazaltik pomzaların birim ve özgül ağırlık değerleri

Numune No	Birim Hacim Ağırlık (gr/cm ³)	Özgül Ağırlık (gr/cm ³)
1	0,98	2,47
2	1,16	2,48
3	0,92	2,46
4	1,30	2,51
5	1,10	2,48
Ortalama	1,09±0,15	2,48±0,02

4.3. Su Emme ve Doluluk

Nem, pomza tanelerin birbirleriyle olan etkileşimlerini ve haliyle de birim ağırlıklarını değiştirmektedir. Bu yüzden pomzaların su emme yetenekleri, hızları ve içerdiği nem yüzdeleri endüstri alanında kullanılabilirlik açısından sıkça kullanılan fiziksel bir özelliktir.

Ayrıca pomza tanelerinin doluluk oranı da agreganın su emme kapasitesine etki eden önemli faktörlerden biridir. Doluluk oranı görünür ve gerçek doluluk olarak farklı iki deneyle gerçekleştirilir.

Toprakkale bazaltik pomzası ASTM C-127/42 ve C-128/57 standartlarında belirtilen kriterlere göre deneyleri yapılmış ve Çizelge 6'da verilmiştir.

Endüstride arzu edilen su emme yüzdeleri ince agregada %20, iri agregada ise % 30 civarındadır. Ancak bu değerler, agreganın sağlandığı yere, granülometresine, tane şekli ve yüzey yapısına göre değişiklikler göstermektedir (Gündüz ve diğ., 2001b). Elde edilen deney sonuçlarından da anlaşılabileceği gibi Toprakkale bazaltik pomzası su emme ve doluluk oranları olarak oldukça iyi sonuçlar vermiştir.

Çizelge 6. Bazaltik pomzaların su emme ve doluluk oranı

Numune No	Su Emme (%)	Görünür Doluluk Oranı (%)
1	22,86	54,68
2	19,80	58,23
3	24,62	61,58
4	17,24	60,25
5	21,86	56,33
Ortalama	21,28±2,85	58,21

4.4. Porozite

Pomza tanelerinin porozitesi, görünür ve gerçek porozite olmak üzere iki farklı tanım altında hesaplanabilmektedir. Görünür porozite ya hacimce su emme oranından ya da hacim kütle ve kütlece su emme oranı değerlerinde hesaplanabilmektedir.

Gerçek porozite ise, pomzanın ortalama hacim ağırlığı ve ortalama özgül ağırlığının bir fonksiyonu olarak belirlenmektedir. Toprakkale bazaltik pomzasının gerçek ve görünür poroziteleri Çizelge 7'de verilmiştir.

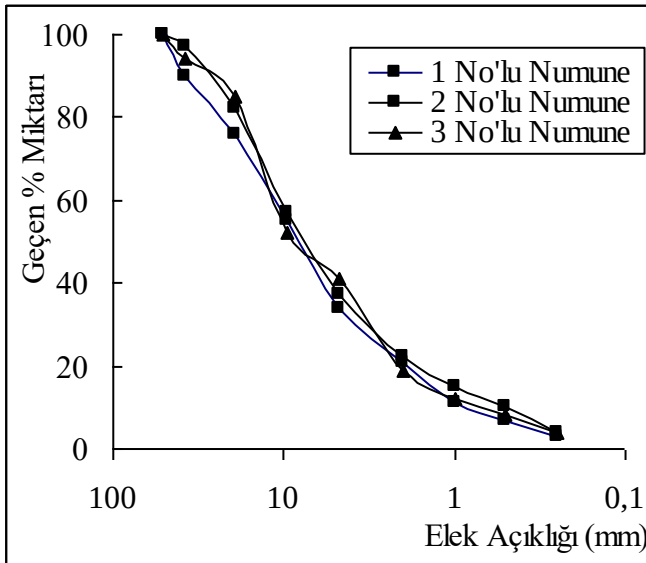
Çizelge 7. Bazaltik pomzaların gerçek ve görünür poroziteleri

Numune No	Görünür porozite (%)	Gerçek Porozite (%)
1	58,70	65,25
2	51,20	60,28
3	59,10	69,87
4	46,40	60,21
5	52,40	67,29
Ortalama	53,56±5,37	64,58

4.5. Tane Dağılımı

Pomza agregalarının tane dağılımı, elek eğrileri ve gerektiğinde bu eğrilere bağlı olarak tayin edilen incelik modülü, özgül yüzey ve su istek katsayıları TS 706 standartlarının öngördüğü kriterler dahilinde yapılmaktadır (Eriç, 1994).

Bazaltik pomzaların elek analizleri, kare delikli eleklerde yapılmış ve sonuçlar Şekil 2’de verilmiştir. Bazaltik pomzadan yapılan elek analizleri neticesinde %85 çakıl, % 15 ise kum boyutunda malzemeden oluştuğu tespit edilerek boyut dağılım eğrilerinin standartlara uygun olduğu belirlenmiştir (Şekil 3).



Şekil 3. Bazaltik Pomzanın Elek Analiz Sonuçları

4.6. Dona Dayanıklılık Analizi

Özellikle inşaat sektöründe sıkça kullanılan pomzaların dış ortamlarda maruz kalacağı donma-çözülme olayları sonrasında pomza tanelerinin yapısında çatlamlar ve kılcal yapıda da olsa çatlaklar oluşabilmektedir. Bu yüzden donma testi beton uygulamalarında kullanılacak pomzalar için oldukça önemlidir. Bunlarının tespiti için TS 3655’de belirtilen havada donma veya kimyasal metotla donma analiz yöntemleri uygulanarak yapılmıştır.

Standartlara göre agregada ağırlık kaybı havada

donmada %4’ten fazla, kimyasal metodun uygulanmasında %18’den, magnezyum sülfat uygulamasında ise % 27’den fazla ağırlık kaybının olmaması istenmektedir.

Kimyasal metot uygulanarak yapılmış olan dona dayanıklılık deneyleri sonucunda sodyum sülfat çözeltisi etkisindeki ağırlık kaybı ortalama olarak % 2,27 olarak tespit edilmiştir. Bu sonuç Toprakkale bazaltik pomzalarının donma-çözülme sonrası bir bozunmaya uğramadığını ve atmosferik şartlarda oldukça iyi bir dayanım gösterdiğini belirtmektedir.

4.7. Ateşe Dayanıklılık Analizi

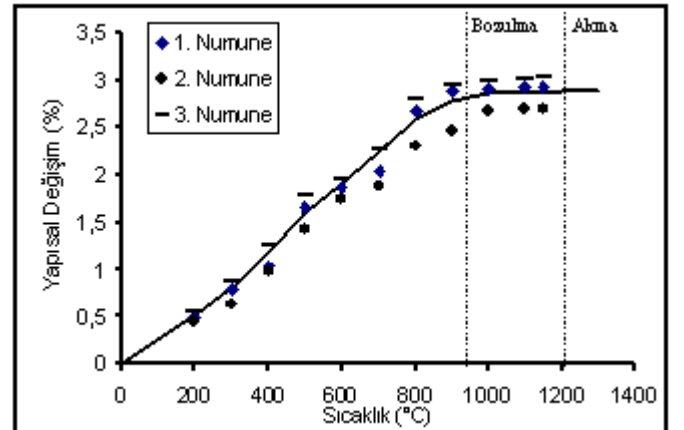
Agrega boyutundaki bazaltik pomza, farklı sıcaklık değerlerine maruz bırakıldıktan sonra sırasıyla büzülme, bozulma ve akma olarak üç farklı yapısal değişim durumuna geçmektedir. Bazaltik pomza örneklerinin ateşe dayanıklılık testlerinden elde edilen sonuçlar Şekil 4’de grafiksel olarak verilmiştir.

Bu incelemede pomza örneklerinin oda sıcaklığından akma noktasına gelinceye kadar belirli sıcaklık durumlarında meydana gelen değişimler detaylı olarak incelenmiştir. Bozulma ölçüsü olarak da pomza örneklerindeki kütle kaybı olarak belirlenmiştir.

Yapılan deneysel çalışmada her bir sıcaklık artışında pomza örneklerinin kütle kayıpları hassas terazide ölçülmüş ve sıcaklığa bağlı kütle kaybı değişimleri incelenerek Çizelge 8’de verilmiştir.

Çizelge 8. Bazaltik pomzaların ateşe karşı dayanım değerleri

Numune No	Büzülme (C°)	Bozulma (C°)	Akma (C°)
1	812	925	1125
2	842	945	1245
3	835	960	1295
Ortalama	828,3	943,3	1221,6



Şekil 4. Bazaltik pomzanın sıcaklığa karşı dayanım ilişkisi

5. BAZALTİK POMZANIN KULLANIM OLANAKLARI

Günümüzde bazaltik pomzanın kullanımı çok geniş olduğu gibi ana sektörü inşaat sektörüdür. Kullanıldıkları yerlere göre bazaltik pomza 5 ayrı grupta değerlendirilebilir. İnşaat Sektörü, Tekstil Sektörü, Tarım Sektörü, Kimya Sektörü ve Diğer Endüstri ve Teknolojik Sektör sayılabilir.

5.1. İnşaat Sektöründe Kullanımı

Bazaltik pomza inşaat sektöründe geniş bir kullanım alanına sahiptir. Bazaltik pomza hafif yapı malzemesi, ses ve ısı izolasyonu, dona, yangına ve depreme dayanıklı beton üretimi, çimento katkı maddesi olarak kullanılabilir. Gözenekli ve sağlam bir volkanik kayaç olması nedeni ile düşük bir yoğunluğa sahiptir. Düşük yoğunluktan dolayı inşaat işlerinde hafif yapı malzemesi olarak kullanılabilir. Diğer agregadan yapılan betona göre hafif olması ve tanelerin sağlam olmasından dolayı kullanılacak inşaat demirinin azalması nedeni ile zemine gelen yüklerin azalmasından dolayı zeminin taşıma kapasitesi artmaktadır. Hafif beton ve çimento üretiminde bazaltik pomzanın değişik oran ve boyutlarda kullanılması bağ yapma ve kohezyon problemini ortadan kaldırmaktadır. Ayrıca boşluklu yapıya sahip olmasından dolayı ısı ve ses izolasyonu da sağlamaktadır.

5.2. Tekstil Sektöründe Kullanımı

Tekstil sektöründe yaygın olarak tekstil ürünlerinin renklerinin açılmasında ve yumuşatılmasında kullanılmaktadır.

5.3. Tarım Sektöründe Kullanımı

Bu sektörde kuraklığa karşı bazaltik pomzadan yararlanılmaktadır. Aşırı buharlaşmanın olduğu yerlerde bitkinin ihtiyacı olan suyu ayarlayarak bitkiye vermektedir. Ayrıca gübre yapımında ve gübrenin kaybını azalttığı gibi yer altı sularının kirlenmesini de önleyebilmektedir.

5.4. Kimya Sektöründe Kullanımı

Bazaltik pomza ilaç ve kibrit sanayi, gübre sektörü, diş macunu ve parlatma tozu, emici malzeme ve deterjan sanayiinde de kullanılmaktadır.

5.5. Diğer Endüstri ve Teknolojik Sektörde Kullanımı

Kuyumculuk, metal, cam sanayiinde aşındırıcı, elektronik devre ve çiplerin temizlenmesinde, oto lastik üretiminde katkı, karayollarında buzlanmaları önlemede, seramik malzemelerinde sır tabakası yapımında ve dekoratif hafif tavan kaplama malzemeleri üretiminde kullanılmaktadır. Seramik ve tuğla endüstrisinde bazaltik pomza %5, %10 ve %15 oranlarında kil malzemesine karıştırılmasıyla seramik ve tuğlanın mukavemetini arttırdığı ve taban ve dış kaplamada güzel bir renk ahengi verdiği gözlemlenmiştir.

Genel olarak Toprakkale bazaltik pomzasının endüstride sıkça kullanıldığı yerler Çizelge 9'da verilmiştir

Çizelge 9. Toprakkale Bazaltlarının Kullanım Yerlerine Göre Uygunluğu

Kullanım Alanı	Uygunluğu
Antre	Hayır
Koridor	Hayır
Banyo	Hayır
Zemin Kaplama	Evet
Duvar Kaplama	Evet
Restorasyon	Evet
Mezar Taşı	Hayır
Torna İşleri	Hayır
Anıt Yapılar	Evet
Harçlı Uygulama	Evet
Çelik Ankraj	Evet
Isı ve Ses Yalıtımı	Evet
Çimento Katkı Maddesi	Evet
Dona Dayanıklılık	Evet
Ateşe Dayanıklılık	Evet
Depreme Dayanıklılık	Evet
Toprak Islahında	Evet
Filtre Malzemesi	Evet
Dolgu Malzemesi	Evet
Sabun ve Kozmetik	Evet
Kibrit Sanayi	Evet
Gübre Sanayi	Evet
Sabun ve Kozmetik	Evet

6. SONUÇLAR

Ticari anlamda ele alındığında, dünyada ve buna paralel olarak da ülkemizde de pomzaların kullanımının oldukça arttığı gözlemlenmiştir. Artan talebe karşın üretilecek mamülün sanayiye uygunluğu ve malzeme kalitesi bilinmesi gereken önemli unsurlardan birisidir.

Yapılan çalışmada Toprakkale yöresinde çıkartılmakta olan 0.5 milyar m³ lük rezerve sahip

bazaltik pomza incelenmiştir. Bölgedeki bazaltik pomzanın görünür kalınlığı 10m olup içerisinde 1mm. den 1m.'ye kadar değişen boyutlarda malzeme tespit edilmiştir.

İncelemeler sonucunda bazaltik pomzaların, farklı endüstri alanlarında kullanılabilmesi için kimyasal, fiziksel ve mekanik özellikleri deneyler neticesinde belirlenmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlar doğrultusunda Toprakkale bazaltik pomzasının bir çok endüstri alanında rahatlıkla kullanılabileceği tespit edilmiştir.

Asidik pomzadan farklı olarak SiO₂ oranının düşük, Al₂O₃, CaO, MgO ve Fe₂O₃ oranlarının yüksek olduğu görülmüştür. Özellikle Al₂O₃ oranının yüksek olması ısıya karşı dayanımlı olduğunu göstermektedir. Ayrıca bazaltik pomza asidik pomzaya göre kahverenkli olması nedeni ile dekorasyon açısından rahatça kullanılabilir.

7. KAYNAKLAR

- Bilgin, A.,Z. ve Ercan, T., 1981. Ceyhan-Osmaniye Yöresindeki Kuvaterner Bazaltlarının Jeolojisi, *Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni*. 42/1, 21-30.
- Doyuran, V., 1980. Erzin-Dörtüol Ovalarının Hidrojeolojisi ve Yeraltı suyu İşletme Çalışmaları, *ODTÜ Müh. Mim. Fak. Jeoloji Müh. Doçentlik Tezi*, 885 s. (yayınlanmamış).
- Eriç, M., 1994. Yapı Fiziği ve Malzemesi, Literatür

yayıncılık, İstanbul 257 s.

- Gündüz, L., 1998. *Pomza Teknolojisi*, Cilt I, Isparta.
- Gündüz, L., 1998. *Pomza Teknolojisi*, Cilt II, Isparta.
- Gündüz, L., Rota, A., Hüseyin, A., 2001 a. Türkiye ve dünyadaki pomza oluşumlarının malzeme karakteristiği analizi, *4. Endüstriyel hammaddeler sempozyumu*, s, 175-188, İzmir.
- Gündüz, L., Yılmaz, İ, 2001 b. Orta Anadolu pomza oluşumlarının endüstriyel olarak kullanılabilirlik ölçütleri, *17. Uluslar arası Madencilik kongresi ve sergisi-TUMAKS 2001*, Ankara.
- İlhan, S. Ve Özdağ, H. 1997. Pomza partiküllerinin bazı fiziksel ve kimyasal özelliklerinin belirlenmesi, *TMMOB, Maden Müh. Odası, Madencilik dergisi*, 36(2-3), 25-34.
- Özkan, Ş.,G., Tuncer, G., 2001. Pomza madenciliğine genel bir bakış, *4. Endüstriyel hammaddeler sempozyumu*, s, 200-207, İzmir.
- Uz, B., Kuzu, C. ve Yıldırım, H., 1997. İmraniye-Hamatepe (Erzin-Hatay) Civarındaki Bazaltik Pomzaların Petrografik ve Teknolojik Etüdü, *1. Isparta Pomza Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, 153-161 s. Isparta.
- Yaşar, E., Erdoğan, Y., 2001. Toprakkale bazaltının doğal taş endüstrisindeki yeri, *4. Endüstriyel hammaddeler sempozyumu*, s, 87-96, İzmir.
- Yaşar, E., 2000. *Kaya Mekaniği-I*, Ç. Ü. Mühendislik Mimarlık Fakültesi Yayınları, Yayın No.35, 281 s, Adana

Burdur formasyonuna ait marnların mühendislik özellikleri ve yapı taşı olarak kullanılabilirliklerinin araştırılması

Engineering properties of Burdur formation marls and research for the evaluation as construction material

M. Özçelik & A.Yalçın

Süleyman Demirel Üniversitesi Müh-Mim Fak. Jeoloji Mühendisliği Bölümü 32260 ISPARTA

ÖZET:Burdur ve civarında geniş alanlarda yüzeylenen kalınlığı zaman zaman 1000 m. ye ulaşan Burdur Formasyonu içerisinde kalınlığı 0,30 m. ile 3,50 m. arasında değişen marnlar gözlenmektedir. Marnlar yerinde yumuşak ve işlenmesi kolaydır. Marnlar bulunduğu ortamdan çıkarılıp bir süre bekletildikten sonra sert ve dayanımlı bir özellik kazanmaktadır. Aynı zamanda hafif olan bu marnların doğal yapı taşı olarak kullanılıp kullanılamayacağı araştırılmıştır.

Bu amaçla marnlardan alınan örnekler üzerinde laboratuvarda çeşitli deneyler yapılarak mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Farklı su içeriklerinde yapılan dayanım deneyleri sonucunda bünyesindeki su miktarı azaldıkça direncin arttığı gözlenmiştir. Doğal ortamda ve etüvde kurumaya bırakıldığında bir türün çatlayıp kırılarak dağıldığı, bazılarının ise daha da dayanımlı bir konum kazandığı gözlenmiştir. Dayanımlı hale gelen marnların aynı zamanda daha hafif olduğu görülmüştür.

Değerlendirmeler neticesinde marnların yapı taşı olarak nerelerde kullanılabilecekleri belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Burdur, yapı taşı, marn

ABSTRACT:Marls with .0,30 m to .3.50 m thickness can be found in Burdur Formation, which covers a wide area around Burdur and reaches 1000 m in thicknees. These marls are soft and can be easily extracted; but become hard and strong after a while when exposed to the air. This study investigates whether this light material can be used as a building stone.

For this purpose, various laboratory analysis has been carried out and their engineering characteristics were determined . The results indicate that strength of the material increases with degreasing water content. Some of these marls become frigiabale when dried in oven or in the air. The others become stronger. The later types are also lighter due to their mineralogical composition.

Possibility of using this stronger type of marl as building stone has been evaluated.

Key words: Burdur, building stone, marl

1 GİRİŞ

Son zamanlarda inşaat sektöründeki hızlı gelişmeler, malzeme kullanımı da artırmıştır. Özellikle dekoratif amaçlı çeşitli doğal malzemeler kullanılmaktadır.

Daha önceleri çeşitli bölgelerde işlenmesinin kolay olması ve bol miktarda bulunması nedeniyle bazı birimler zaman zaman farklı alanlarda yapıtaşı olarak kullanılmıştır. Günümüzde de bu birimlerin çoğu birtakım mühendislik ve fiziksel özellikleri bilinmeden farklı amaçlar için kullanılmaktadır.

Bu çalışmada Burdur ve civarında geniş alanlarda yüzeylenen, Burdur formasyonuna ait marnlar (killi kireç taşları), yapıtaşı olarak kullanılabilirliği açısından değerlendirilmiştir. Bu amaçla fiziksel ve mühendislik özellikleri yapılan laboratuvar deneyleri sonucunda belirlenmiş ve irdelenmiştir.

Burdur formasyonuna ait marnlar renk ve dayanımına bağlı olarak farklı iki kategoride incelenmiş ve değerlendirilmiştir. Bunlar ; yeşilimsi-gri renkli, düşük dayanımlı marnlar, beyaz, kirli beyaz renkli zayıf-orta dayanıma sahip marnlardır.

2 GENEL JEOLJİ

Burdur ve civarında farklı yaş ve litolojilerde alloktan ve otokton konumlu birimler gözlenmektedir. Burdur yakın çevresinde en altta; çakıltası, kumtaşı, kıltaşı, çamurtaşı, kumlu kireçtaşı, killi kireçtaşı ve çörtlü kireçtaşı ardalanmasından oluşan Eosen yaşlı fliş fasiyesindeki Kayıköy formasyonu gözlenir. Kayıköy formasyonu litolojiye bağlı olarak sarımsı, kahverengimsi ve gri renklerde gözlenmektedir. Kayıköy formasyonu üzerinde Gökçebağ formasyonu tektonik olarak gözlenir. Düzensiz bir iç yapıya sahip olan Gökçebağ karmaşığı farklı yaş ve litolojideki birimlerin tektonik olarak karışması sonucu oluşmuştur. Genelde yeşil rengin hakim olduğu karmaşık içersinde bulunan birimlerin egemen olduğu yerlere bağlı olarak kırmızımsı-kahverengi, sarımsı renklerde gözlenir. Gökçebağ karmaşığı; Bazik-ultrabazik kayaçlar (serpartinit, peridotit, diyabaz, gabro) ile kumtaşı, kireçtaşı, radyolorit-çört gibi birimlerin farklı boyuttaki (kil, silt, çakıl ve blok) malzemelerinden oluşmuştur (SDÜ AR-GE 2000).

Gökçebağ karmaşığı üzerine Oligosen yaşlı Karaburun formasyonu açısal uyumsuz olarak gelir. Karaburun formasyonu sıkı sert karbonat çimentolu, kötü boylanmalı, polijenik çakıllı çakıltılarından oluşmaktadır. Sarımsı-kırmızımsı renkli orta kalın katmanlı çakıl taşlarından oluşan Karaburun formasyonu içerisinde yer yer kumlu kireçtaşı düzeyleri de görülmektedir.

Burdur yerleşim alanının genelde genel de temel kayasında oluşturulan, Burdur ve civarında geniş alanlarda yüzeylenen Burdur formasyonu farklı renklerdeki farklı litolojilerden oluşmaktadır. Burdur formasyonu bu özelliklerinden dolayı üç üyeye ayrıtarılarak tanımlanmıştır.

Altta; kırmızımsı, kahverengi kötü boylanmalı çakıltıları ile başlayıp üste doğru kumlu-killi çökeller şeklinde devam eden Akdere üyesi Burdur formasyonunun en kalın ve yaygın üyesini oluşturur. Alttaki zayıf çimentolu çakıltıları ve kumlu düzeylerin üzerine, yeşilimsi, sarımsı-beyaz arasında değişen düzenli lamine ve ince katmanlı kıltaşı, şeyl, çamurtaşı ve killi kireçtaşı (marn) ardalanmasından oluşan litolojiler gelir.

Akdere üyesi üzerinde gözlenen genellikle tuf ve tüfitlerden oluşan volkano sedimanter tortullar Gölcük üyesini oluşturan tüfler genellikle açık sarımsı, beyazımsı renkli, orta-kalın katmanlı ve zayıf pekleşmiştir.

En üstte kalın katmanlı, erime boşluklu travertenlerden oluşan Yaka üyesi gözlenir. Travertenler sarımsı renkli, yersel olarak kahverengimsi görünümlüdür. Yer yer bol bitki kalıntıları içerir ve süngerimsi bir konum arz eder.

Üst Miyosen-Pliyosen zaman aralığında oluşmuş Burdur formasyonu oluşturan birimler birbirleriyle yanal ve düşey yönde giriktirler. Burdur formasyonu genellikle kapalı gölssel bir ortamda çökelmiştir.

Tüm bu birimleri Pliyo-Kuvaterner yaşlı genç çökeller açısal uyumsuz olarak üzerler. Genç birimler kil boyutundan blok boyutuna kadar değişen malzeme içeren eski ve yeni alüvyon ile birikinti konisi ve yamaç molozlarından oluşmaktadır (SDÜ AR-GE 2000).

3 MARNLARIN KONUMU VE TANIMI

Marnlar, Burdur ve civarında geniş bir alanda yüzeylenen Burdur formasyonunun Akdere üyesinin üst kısımlarında gözlenirler. Kıltaşı, çamurtaşları ile ardalanma olarak gözlenen marnlar (killi kireçtaşları), bu litolojilerden daha dayanımlı olmaları nedeniyle sırtlar ve yer yer kornişler şeklinde yüzeylemeler vermektedir. Genellikle 0,30 m ile 3,50 m arasında kalınlığa sahip marnlar yer yer 6 m kalınlığa ulaşmaktadır. Çökelim ortamlarına bağlı olarak, yeşilimsi-gri, kirli sarı, bej, beyazımsı gri ve beyaz renkleri sunarlar. Beyaz ve kirli beyazı renkli marnların katman kalınlığı daha fazladır. Marnlar bol kırıklı ve çatlaklıdır. Çatlak düzlemleri katman yüzeyleri boyunca kolayca ayrılabilen marnlar bulunduğu ortamda oldukça yumuşak bir yapıya sahiptirler. Bu özelliklerinden dolayı işlenmeleri kolaydır. Marnların bünyesindeki suyu kaybettikten sonra sertliği artmaktadır. Marnlar yer yer bitki kökleri ve kalıntıları içermektedir. Doğal ortamda ve etüvde kurumaya bırakıldığında bazılarının çatlayıp kırılarak dağıldığı, bazılarının ise daha dayanımlı aktif olduğu görülmüştür. Bunun nedeninin ise çökelim esnasında bünyesine giren tüfler olduğu düşünülmektedir.

4 FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLER

Marnlar fiziksel ve mekanik büyüklüklerini belirlemek amacıyla laboratuvarında bazı deneyler yapılmıştır.

Fiziksel Büyüklükler

Birim ağırlık, Su emme (ağırlıkça – hacimce)

Yapılan deneyler sonucu marnların birim hacim ağırlığı ortalama $2,55 \times 10^{-4} \text{ N/m}^3$ olarak bulunmuştur. Buna göre orta yoğunluklu kireçtaşı sınıfındadır.

Marn Türü	Su Emme (Ağırlıkça)	Su Emme (Hacimce)
Yeşil Marn	%27	%68
Beyaz Marn	%20	%62

Su emmelerinin oldukça yüksek olduğu görülmektedir.

Mekanik Deneyler:

Marnların dayanımlarını belirlemek için silindirik ve küp numuneler elde edilememiştir. Marnlar su ile temasta kolayca kırılıp dağılmakta bu nedenle kesme esnasında zorluklarla karşılaşmakta ve istenilen boyutlarda örnekler elde edilememiştir.

Bu amaçla çok sayıda şekilsiz örnekler üzerinde nokta yük dayanımı deneyi yapılarak elde edilen nokta yük dayanım endeksi değerlerinin (I_s) 24 katsayısı ile çarpılması sonucu ($I_s \times 24 = \delta_b$) marnların tek eksenli basınç dayanımları belirlenmiştir. Yapılan deneyler sonucu bulunan ortalama değerleri

Marn Türü	Nokta Yük Dayanımı N/m ²	Tek eksenli basınç dayanımı N/m ²	Kaya Direnci Sınıfı
Yeşil Marn	3,18x10 ⁻⁵	7,65 x10 ⁻⁴	Çok az dirençli
Beyaz Marn	9,05x10 ⁻⁵	2,17 x10 ⁻³	Çok az dirençli

Su emme ile ilgili dayanımdaki azalmayı gözlemek amacıyla suya doygun örnekler üzerinde de deneyler yapılmış ve aşağıdaki değerler bulunmuştur.

Marn Türü	Nokta Yük Dayanımı N/m ²	Tek eksenli basınç dayanımı N/cm ²	Sınıfı Kaya Direnci
Yeşil Marn	7,13x10 ⁻⁶	1,73 x10 ⁻⁴	Çok az dirençli
Beyaz Marn	2,37x10 ⁻⁵	5,71x10 ⁻⁴	Çok az dirençli

Bieniawski (1975) 'ye göre yapılan sınıflandırma sonucu marnların çok az dirençli kaya sınıfında olduğu görülmüştür.

Marnların dayanımının düşük ve su emmesinin fazla olması nedeniyle ayrıca suda emmesinin fazla olması nedeniyle suda aşınma deneyleride (slake durability) yapılmıştır. Deneyler sonucu aşağıdaki değerler bulunmuştur.

Marn Türü	Slake dayanım indisi (I _{d2}) %
Yeşil Marn	63
Beyaz Marn	75

Franklin and Chandra (1972) ye göre yeşil marnların orta slake indisine sahip oldukları gözlenmiştir.

5 SONUÇLAR

Marnlar üzerinde fiziko-mekanik deneyler değerlendirildiğinde aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir: Marnların ortalama yoğunluğu 2,54x10⁻⁴ N/m³ olup ASTM standartlarına orta yoğunluklu kireçtaşı olarak sınıflandırılabilir. Orta yoğunluk için su emme (ağırlıkça) en fazla %7,5 olması gerekir. İncelenen marnlarda bu değerler %20 ile %27' dir. Marnlar bu koşulu yerine getirmemektedir.

Orta yoğunluklu kireçtaşları için ASTM standartlarına göre taşın en az basınç dayanımını 2,85x10⁻³ N/m² olması istenmektedir. Marnlar bu koşulu da sağlamamaktadır.

Ayrıca su içerisine konulan marnlarda zaman içerisinde uflanma, parçalanma ve dağılmalar gözlenmiştir.

Sonuç olarak; Burdur formasyonuna ait marnlar hiçbir şekilde yapı taşı olarak kullanıma uygun değildir.

KAYNAKLAR

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, (Annual Book of ASTM Standards), 1985, Soil and Rock, Building Stones. Section 4, V. 04.08, 409-423.

Bieniawski, Z.T. ,1975, The Point Load test in Geotechnical practice, Engg. Geol., 9,1-11

Franklin, J.A. and Chandra, R., 1972 , The Slake Durability test Int, J. Rock Mech. Min. Sci.9, 325-341.

SDÜ AR-GE, 2000, Burdur Belediyesi Yerleşim Merkezi ve Civarının Yerleşime Uygunluk Açısından İncelenmesi. SDÜ, Müh-Mim, Fak. Isparta

Apşeron Yarımadası'ndaki kireçtaşı yataklarının inşaat özelliklerinin belirlenmesi ve ekonomik olarak değerlendirilmesi

Determination of engineering properties of Apşeron limestones and their economical evaluation

T.İsmayilov

Süleyman Demirel Üniversitesi 32260 Isparta / TÜRKİYE

R.İsmayilova

Azerbaycan Mimarlık-İnşaat Üniversitesi Bakü / AZERBAYCAN

ÖZET: Apşeron yarımadası Azerbaycan Cumhuriyetinde endüstriyel hammadde yatakları açısından en zengin bölgesinden birisidir. Bu bölge, petrol rezervi ve üretim miktarına göre, dünyanın sayılı bölgelerinden biri olmakla beraber, kireçtaşı yataklarının potansiyeli açısından dikkate alınırsa Kafkas ülkelerinin içerisinde en zengin bölge sayılır. Jeolojik yaş açısından bu bölgenin kireçtaşları, alt Kuvaternere karşılık gelen orta ve üst Apşeron devirlerinde, Hazar gölünün CaCO_3 'yönünden zengin sularından çökeltme sonucu meydana gelmiştir. Bu tür kireçtaşı yataklarının sayısı yaklaşık 10 tanedir. Azerbaycan'da bu kireçtaşları inşaat malzemesi olarak eski zamanlardan günümüze kadar çeşitli yerlerde kullanılmışlardır. Son 50 yılda ülke insanların sosyal hayatının hızla gelişmesinden dolayı yeni-yeni kentler ve köyler kurulmaktadır. Bu gelişmelerle bağlantılı olarak kireçtaşlarına fazlasıyla ihtiyaç duyulduğunda jeoloji ve inşaat mühendislerinin dikkatini bu taşla yöneltmiştir. Ülkenin bir çok enstitülerinde ve araştırma merkezlerinde kireçtaşı yataklarının inşaat özelliklerinin belirlenmesi için projeler yapılmıştır. Böyle projelerden birisi Azerbaycan Hidroteknik ve Toprak Islah Enstitüleri'nde diğerleri ise İnşaat Malzemeleri ve Devlet Deniz Proje Enstitüleri'nde yapılmıştır. Bu projelerin yardımı ile Apşeron Yarımadasındaki 6 büyük kireçtaşı yatağının inşaat özellikleri belirlenerek Rus Devlet Standartları (GOST25100-82) Odasının şartlarına göre sınıflandırılmış ve ekonomik olarak değerlendirilmiştir. Makalenin ekonomi bölümünde Apşeron kireçtaşı yatakları da dahil olmak üzere Azerbaycan'da keşif edilmiş 82 inşaat malzemesi yataklarının rezervi hakkında bilgi verilmiş ve bazılarının kullanımına bağlı ekonomik değerlerde incelenmektedir.

ABSTRACT: Apsheron peninsula is one of the richest part of Azarbaijan Republic in terms of industrial raw material deposit, and if oil reserve and production figures taken into consideration, is also one of the important regions of the world. The region is also known as having the richest limestone formations amongst the Caucasus countries. These limestones are formed during Middle Upper Apcheronain time (Quaternary) by deposition of CaCO_3 -rich waters of Hazar Lake. The number of these limestone deposits are approximately 10. These limestones have been used in various purposes as building material to date. During the last 50 years many towns and cities have been founded as a result of fast developments in social life. In connection with these developments, due to increasing need of limestones, civil and geological engineers made extensive studies on these rocks. Many projects on the determination of engineering characteristics of the limestone deposits have been carried out at many institutes. One of these projects was performed at Azarbaijan Hydrotechnic and Improvement Institute, the others at the Building Material and at the State Institute of Marine Projects. With the help of these projects building characteristics of 6 different limestone have been determined and classified according to Russian Government Standards (GOST 25100-82). In the economical evaluation section, including Apsheron limestone deposits, rezervuar characteristics of 82 industrial raw material in Azabaijan have also been investigated.

1 GİRİŞ

Azerbaycan Cumhuriyetinin Apşeron yarımadası bölgesinde 10' yakın kireçtaşı yatağı vardır.

Bu kireçtaşı yatakları jeolojik yaşına göre alt Kuvaterner'e karşılık gelen Apşeronia'nın orta ve üst devirlerinde; Hazar gölünün CaCO_3 yönünden

zengin sularından çökeltme sonucu meydana gelmişlerdir [1]. Yarımada kireçtaşı yatakları geniş yayılım göstermekte ve yer yüzeyinden çeşitli derinliklerde bulunmaktadır.

Azerbaycan'da bu kireçtaşlarından inşaat malzemesi gibi eski zamanlarda kalelerin yapılmasında, mezar taşlarının yapısında mimarlık abidelerinin yurt binalarının yapılmasında da geniş olarak kullanılmıştır. Şimdi ki ise insanların sosyal taleplerini karşılamak için önemli derecede yeni-yeni kireçtaşı yatakları araştırmakta ve onların inşaat özellikleri bilim adamları tarafından ayrıntılı bir biçimde araştırılmaktadır. Çünkü bu kireçtaşları Apşeron yarımadasındaki kentlerin, köylerin, yurt ve sanayi binalarının temelleri altında kullanılmakla beraber binaların duvarlarının örülmesinde kesilmiş taş olarak da kullanılmaktadır. Azerbaycan'da kara ve demiryollarının yapılmasında, demir-beton fabrikalarında beton malzemesinin hazırlanmasında kırılmış taşa olan ihtiyacı karşılamak için kireçtaşını kullanmak zorundadırlar.

Bu bakımdan Azerbaycan'da birçok enstitülerin araştırma merkezlerinde devlet için çok önemli olan kireçtaşı yataklarının inşaat özelliklerini öğrenmesi için çaba göstererek projeler yapmışlar. Bu projeler Azerbaycan Bilimsel Araştırma Hidroteknik ve Toprak Islah Enstitüsü'nde Dadaşov İnşaat Malzemeleri Enstitüsü'nde, Devlet Deniz Proje Enstitüsü'nde çeşitli zamanlarda yapılmıştır. Bu projelerin yardımı ile Azerbaycan'da keşfedilmiş tüm kireçtaşları yataklarının araştırılması kapsamında Apşeron yarımadasında ki 6 büyük kireçtaşı yatağının inşaat özellikleri öğrenilmiştir. Bütün proje yapan araştırma merkezlerinde ki laboratuvar deneyleri Devlet Standartlar Odasının (GOST 25100-82) kurallarına [2 , 3 , 5] ve inşaat normları ve yönetmelik kuralları esas alınmıştır [4].

2 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Azerbaycan Bilimsel Araştırma Hidroteknik ve Toprak Islah Enstitüsü'nde 6 büyük kireçtaşı yatağından alınmış kaya numuneleri deneyleri Devlet Standartları Odasının kurallarına göre fiziksel –kimyasal-mekaniksel özellikleri araştırılmıştır. Önce kayaçların fiziksel özellikleri (doğal birim hacim ağırlığı, kuru birim hacim ağırlığı, su muhtevası) tespit edilerek porozitesi ve boşluk oranı hesaplanarak öğrenilmiştir. Deneyimler göstermiştir ki; tüm kireçtaşı yataklarının fiziksel özelliklerinin saptanması için laboratuvar da toplam 1300 adet deney yapılmıştır. Bu sayı 230 numuneyi karakterize ediyor. Kurala göre bir numunenin sonucu 6

homojen ve 8 heterojen denemenin değerinden alınır. Aşağıda Apşeron yarımadasında ki kireçtaşı yataklarının mekaniksel özellikleri (dayanıklılık direnci R_s ve yumuşaklık katsayısı K_{yum}) verilmektedir.)

NARDALAN KİREÇTAŞI YATAĞI

Deney sayısı – 60

a) Su ile ıslanmış durumda dayanıklılık direnci R_s , numune sayısına göre %

Orta dayanıklı $R_s = 17-15$ Mpa ----

Az dayanıklı $R_s = 15-5$ Mpa 73

Düşük dayanıklı $R_s = 5 - 3$ Mpa 27

Alçak dayanıklı $R_s = 3- 1$ Mpa ---

b) Yumuşaklık katsayısı ($K_{yaş}$) numune sayısına göre %

Yumuşamayan $K > 0,75$ 100

Yumuşayan $K < 0,75$ ---

MAŞTAGA KİREÇTAŞI YATAĞI

Deney sayısı – 65

a) Su ile ıslanmış durumdaki dayanıklılık direnci (R_s), numune sayısına göre %

Orta dayanıklı $R_s = 17-15$ Mpa ----

Az dayanıklı $R_s = 15-5$ Mpa 30

Düşük dayanıklı $R_s = 5 - 3$ Mpa 45

Alçak dayanıklı $R_s = 3- 1$ Mpa 25

b) Yumuşalma katsayısı ($K_{yaş}$) numune sayısına göre %

Yumuşalmayan $K > 0,75$ 98

Yumuşalan $K < 0,75$ 2

SURAHANI KİREÇTAŞI YATAĞI

Deney sayısı – 12

a) Su ile ıslanmış durumdaki dayanıklılık direnci (R_s), numune sayısına göre %

Orta dayanıklı $R_s = 17-15$ Mpa ----

Az dayanıklı $R_s = 15-5$ Mpa 75

Düşük dayanıklı $R_s = 5 - 3$ Mpa 25

Alçak dayanıklı $R_s = 3- 1$ Mpa ---

b) Yumuşaklık katsayısı ($K_{yaş}$) numune sayısına göre %

Yumuşamayan $K > 0,75$ 100

Yumuşayan $K < 0,75$ ----

özellikleri birbirinden önemli oranda farklı değildir ve ortalama aşağıdaki gibi değişirler.

Birim hacim ağırlığı $\gamma_n = 2,63-2,65$ gr/cm³

Tane birim hacim ağırlığı $\gamma_s = ,68 - 2,70$ gr/cm³

Su muhtevası $W = \%1 - \%5$

Porozite $n = \%1 - \%5$

Yapılan deneylerin sonuçları gösteriyor ki ireç taşlarının apısal kuruluşları sert rabitelidirler. Kireçtaşları içerisinde çeşitli boyutlarda kırıntılı mineraller bulunur ve onlar karbonatlaşmış Apşeron aşlı mollusklerle birlik de karbonat iyonlarının yardımı ile tutturulmuşlardır.

Kimyasal analizler sonucunda Apşeron yarımadasında ki kireçtaşlarında CaCO_3 tuzlarının miktarı çok yüksek bulunmuştur. (%80- %90) Az sayıda ki bu kireçtaşları hafif dolomitleşmişlerdir. O zaman kireçtaşının yapısında % 2-% 4 MgCO_3 tuzu bulunmaktadır. Çimento maddesinde (%1- %3) bazen de biraz çok kumlu-killi silikat kayaçları bulunur.

Kireçtaşlarının yapısında suda kolay eriyen tuz yoktur ve onlar suda zor eriyen kayaç sayılırlar.

Kayaçların mekaniksel özelliklerini belirlemek için kaya numunelerinden küp (5x5x5 cm) e silindir formunda (h=1,5d) karotlar kesilmiş yüzeyleri cilalanmıştır. Kesilmiş numunelerin kuru, suda ıslatılmış durumda tek eksenli cihazda sıkıştırılmakla maksimum dayanıklılık değeri bulunmuştur.

LÖKBATAN KİREÇTAŞI YATAĞI

Deney sayısı – 23

a) Su ile ıslanmış durumdaki dayanıklılık direnci (R_s), numune sayısına göre %

Orta dayanıklı $R_s = 17-15$ Mpa	13
Az dayanıklı $R_s = 15-5$ Mpa	87
Düşük dayanıklı $R_s = 5 - 3$ Mpa	----
Alçak dayanıklı $R_s = 3- 1$ Mpa	----

b) Yumuşalma katsayısı ($K_{yaş}$) numune sayısına göre %

Yumuşamayan $K > 0,75$	100
Yumuşayan $K < 0,75$	----

KERGEZ KİREÇTAŞI YATAĞI

Deney sayısı – 29

a) Su ile ıslanmış durumdaki dayanıklılık direnci (R_s), numune sayısına göre %

Orta dayanıklı $R_s = 17-15$ mpa	----
Az dayanıklı $R_s = 15-5$ mpa	100
Düşük dayanıklı $R_s = 5 - 3$ mpa	----
Alçak dayanıklı $R_s = 3- 1$ mpa	----

b) Yumuşama katsayısı ($K_{yaş}$) numune sayısına göre %

Yumuşamayan $K > 0,75$	80
Yumuşayan $K < 0,75$	20

KIZILKAIN KİREÇTAŞI YATAĞI

Deney sayısı – 14

a) Su ile ıslanmış durumdaki dayanıklılık direnci (R_s), numune sayısına göre %

Orta dayanıklı $R_s = 17-15$ Mpa	29
Az dayanıklı $R_s = 15-5$ Mpa	71
Düşük dayanıklı $R_s = 5 - 3$ Mpa	----
Alçak dayanıklı $R_s = 3- 1$ Mpa	----

b) Yumuşama katsayısı ($K_{yaş}$) numune sayısına göre %

Yumuşamayan $K > 0,75$	100
Yumuşayan $K < 0,75$	----

Yukarıdaki verilerden görüldüğü gibi Apşeron yarımadasında ki maden yataklarında en önemli yeri az dayanıklı yumuşak olmayan kireçtaşları almaktadır. Bu kireçtaşları çeşitli derecelerde dislokasyona, Nardaran ve Maştaga kireçtaşları ise hafif dislokasyona uğramışlardır.

Nardalan: Düşme açısı 3-5 derece az haller de 11 derece

Maştaga: Düşme açısı 2-3 derce bazen 5 derece olur.

Orta dislokasyona Kergez, şiddetli dislokasyona ise Surahanı, Lökbatan ve Kızılkain kireçtaşı yatakları uğramışlar.

Kergez: Düşme açısı 10-12 derece

Surahanı: Düşme açısı 26-32 derece

Lökbatan:Düşme açısı 18-24 derece Kızılkain: Düşme açısı 24-28 derece

En çok yüksek dayanıklılık direncine sahip Lökbatan ve Kızılkain kireçtaşı yataklarındaki malzemeleri sayılır. Onlar daha çok dislokasyona uğramışlar. Orta dayanılığa Kergez kireçtaşları sahiptirler.

En az dayanıklılıklı Nardaran ve Maştaga kireçtaş maden yataklarında ki malzemeler sayılırlar.Onlar az dislokasyona uğramışlar.Bu sıralamada Surahanı kireçtaşı yatakları güçlü dislokasyona uğramasına bakmayarak dayanıklı malzeme hesap olunmuyorlar. Bu taşların kumlaşma ve killeşmesi ile bağlantılı olduğundan meydana gelir.

Böylelikle Rus Devlet Standartlarına (GOST25100-82)'ya göre Apşeron yarım adasındaki kireçtaşları sert yapısal bağlan tısı olan çökme grubuna ve biyokimyasal karbonat yarım grubuna ait edilirler. Yapısal kuruluşuna göre onlar küçük boşlukları olan yekpare toplam kuruluşu olan taşlardır.

3 TEORİK ÇALIŞMALAR

Yapılmış araştırma deneylerinin sonucuna göre Apşeron yarımadasındaki kireçtaşı maden yataklarını aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir.

A- Dayanıklılık Direncine göre

- 1- Orta dayanıklı $17 \text{ Mpa} > R_s > 15 \text{ Mpa}$
- 2- az dayanıklı $15 \text{ Mpa} > R_s > 5 \text{ Mpa}$
- 3- düşük dayanıklı $5 \text{ Mpa} > R_s > 3 \text{ Mpa}$
- 4- alçak dayanıklı $3 \text{ Mpa} > R_s > 1 \text{ Mpa}$

B- Yumuşama katsayısına göre K_{yum}

- 1-Yumuşamayan $K_{\text{sat}} > 0.75$
- 2-Yumuşayan $K_{\text{sat}} < 0.75$

Rus Devlet Standartlarında (GOST25100-82) kireçtaşlarının dislokasyona uğrama derecesine göre sınıflandırmıyorlar. Ancak bellidir ki; kireçtaşlarında uzanma sıkışma ve kayma deneyleri yapılırken kaya da deformasyonlar dan dolayı gerilmeler meydana gelir ve bu nedenden dolayı kireçtaşı dislokasyona uğramakla kendinin fiziksel - mekaniksel özelliklerini değiştirir. Böyle olaylar kireçtaşları tortul kaya olduğun dan kendini diğer kayalara (mağmatik, metamorfik) nispeten daha çok etki gösteriyor.

Yukarda kireçtaşlarının dislokasyonla bağlı olarak dayanıklılığa etkisi gösterilmektedir. Belirtmek gerekir ki; Apşeron yarımadası tektonik bölgede yer alır ve her bir meydana gelmiş tektonik hareket kayaçları dislokasyonlara uğratarak onların fiziksel-mekaniksel özelliklerini değiştirir.

Bu olay temel altında ki blok kireç taşına negatif etki gösterdiği halde maden yatağındaki taşların işletilmesine kolayca etki göstermektedir. Buna göre de; kayaçların dislokasyona uğraması inşaat bakımından değerlendirilmelidir.

4 EKONOMİK ÇALIŞMALAR

Azerbaycan Kafkas devletleri içerisinde testereli duvar ve kaplama taşları maden yataklarının rezervlerine göre önemli yeri vardır.

Bu maden yatakları arazide düzenli paylaşılmamıştır. Maden yataklarının sayısına ve ham malzemenin rezervine göre önemli yeri Apşeron yarımadası tutar.

Azerbaycan Cumhuriyetindeki maden yatakları rezervlerine göre iri ve orta kategorili sayılırlar. Bunlardan ilave böyle maden yatakları var ki onlar potansiyel rezervleri ne göre tekdirlir ve emniyetli olarak mineral hammadde deposu gibi ihraç edilebilirler.

Azerbaycan Cumhuriyetinde rezerv miktarlarına göre 82 inşaat maden yatağı bulunmuştur. Toplam

rezerv 649.5 milyon m^3 dir. Onlar kimyasal yapılarına göre testereli ve kaplama taşlarına ayrılırlar.

Testereli taşlar 58 maden yatağında bulun muştur. Toplam rezerv 451.7 milyon m^3 istismar edilen yedi en iri maden yatağının rezervi 312.8 milyon m^3 bunlardan ikisi Güzdey, Karadağ (Lökbatan), Apşeron yarımadasında yerleşirler. Diğer 5 tanesi ise (Şahbulak, Taşsalahlı, Ağdere, Dovliyatyar, Dilogardan) Ülke arazisinin çeşitli yer lerinde bulunurlar.

Kaplama taşları ve kireç taşları 24 maden yatağında bulunmuştur. Toplam rezervi 198.6 milyon m^3 olan 8 maden yatağı bugün işletilmektedir. Bunlardan 5 maden yatağında kireç tozu 3 maden yatağında ise kırma taş ve moloz taşı üretilmektedir.

Aşağıdaki tabloda Azerbaycan'da yıllara göre keşfedilmiş kireçtaşı yataklarının rezervleri verilmektedir.

Azerbaycan'da Yıllara Göre Keşfedilen Kireçtaşı Rezervleri

1 Testereli kireçtaşı bin m^3 (29 maden yatağına göre)

1989 -	414126
1990 -	408682
1991 -	429855
1992 -	437707
1993 -	462075
1994 -	463528

2 Kaplama kireçtaşı bin m^3

a) Kireçtaşı (2 maden)

1989 -	16928
1990 -	7601
1991 -	7494
1992 -	7449
1993 -	7374
1994 -	7362

b) Mermerleşmiş Kireçtaşı (11 Maden Yat)

1989 -	23104
1990 -	23067
1991 -	26333
1992 -	26304
1993 -	26269
1994 -	26269

3 Kireçtaşı kaynak tozu için bin ton Haçbulak maden yatağı

1989 -	50788
1990 -	50788
1991 -	50788
1992 -	50788
1993 -	50788
1994 -	50788

4 Kireçtaşı- soda üretimi için Zengelan maden yatağı (bin ton)

1989 – 129833
1990 – 129833
1991 – 129833
1992 – 129833
1993 – 129833
1994 - 129833

5 SONUÇLAR

1. Araştırmalar göstermiştir ki, kireçtaşları Azerbaycan'ın sanayi ve sosyal hayatında inşaat işleri yapmak için önemli yer tutmaktadır.

2. Yapılan laboratuvar ve teorik çalışmaların sonucunda kireçtaşları 2 parametreye göre (dayanıklılık direnci ve yumuşaklık katsayısı) inşaat malzemesi gibi değerlendirilerek sınıflandırılabilir.

3. Ekonomik araştırmalar sonucunda Azerbaycan'ın 82 kireçtaşı yatağında 649,5 milyon m³ rezerv bulunmuştur. Bunlar kimyasal yapılarına göre ülkenin sanayi ve sosyal hayatında inşaat malzemesi gibi (testereli ve kaplamalı taşları şeklinde) geniş kullanım alanına sahiptirler.

KAYNAKLAR

- Apşeron Yarımadasının Jeolojisi.1960. Azerbaycan ansiklopedisi . Bakü ilimler akademisi
Frolov, A. F . 1983. I. V Korotkin Mühendislik jeolojisi. Moskova “ Yer Bilimleri ”
SH – 225 – 79 1979 . Sanayi İnşaat Malzemelerinin keşfi için talimat. Moskova İnşaat Matbaası
IN ve K II – 15 – 74 .1974. İnşaat Norma ve Kuralları. Moskova
GOST25100 – 82 .1982. Rusya Devlet Standartlaşma Odası
Azerbaycan İstatistik Haberleri Dergisi 1999. Bakü

Kaya kütle karakteristiğinin belirlenmesinde fiziksel parametrelerin etkisi

Effect of the physical parameters in determining of the rock mass characterization

İ. Özkan, H. Özşen & K.Doğan

Selçuk Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 42079, Konya

ÖZET : Kaya madde ve kütle dayanımları çeşitli fiziksel etkileşimler neticesinde değişikliğe uğramaktadır. Kaya madde ve kütle karakteristiğindeki bu değişimler neticesinde kaya mühendislik yapılarında çeşitli problemler gündeme gelmektedir. Kaya mühendislik yapılarındaki duraylılığın bozulması, direkt olarak kaya madde ve kütle karakteristiğine bağlıdır. Tasarım mühendisi tarafından bu değişimler önceden belirlenmeli ve ona göre tasarım yapılmalıdır.

Bu çalışmada, Konya-Seydişehir Karacaören ve Kuran yöresinde Köy Hizmetleri Konya Bölge Müdürlüğü tarafından yapılan gölet sondaj çalışmaları esnasında karşılaşılan 5 ayrı kaya birimi, model kaya birim olarak ele alınmıştır. Orijinal model kaya birimlerinin mekaniksel dayanımları belirlenirken, ayrıca orijinal durumdan farklı olarak mevcut nemin tamamen uçurulmuş suya doyurulmuş ve sıcak-soğuk şoklanmış durumda hazırlanmış numuneler üzerinde de mekaniksel dayanım değerleri belirlenmiştir. Daha sonra test sonuçlarının tasarım analizlerine olan etkilerini belirleyebilmek amacıyla, görgül Hoek ve Brown kaya yenilme ölçütü kullanılarak yenilme analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizler esnasında kullanılan kaya kütle dayanım sabitleri, RMR (Bieniawski, 1973) ve M-RMR (Ünal ve Özkan, 1990) sınıflama sistemlerine bağlı olarak belirlenmiştir.

ABSTRACT: Rock material and mass strength changes as a result of physical interactions. So various problems occur because of these changes. Demolishing rock engineering constructions is directly related to rock material and mass characteristics. These changes must be determined by design engineer and must be designed according to these determinations.

In this study, 5 different rock units has been studied from Konya – Seydişehir, Karacaören and Kuran which were encountered by Köy Hizmetleri Konya Bölge Müdürlüğü during a pond study.

Mechanical strength values on original model rock units and also in different conditions from original such as completely evaporated moist saturated by water and shocked models has been determined. And then for determining effects of results of the tests to the design analysis failure analysis has been carried out by using empirical Hoek – Brown rock failure criterion.

Rock mass strength constants used in this study has been determined related to RMR (Bieniawski, 1973) and M- RMR (Ünal and Özkan) Cassification Systems.

1. GİRİŞ

Kaya mühendislik tasarımlarında gündem de olan üç tasarım yaklaşımı mevcuttur. Bunlar; numerik, görgül ve deneme-yanılma yaklaşımlarıdır. Disiplinli mühendislik çalışmalarında daha çok ilk iki yöntem tercih edilmektedir. Ancak kaya kütle karakteristiğini yansıtacak parametrelerin çok ve çeşitli olduğu yerlerde tasarım mühendisleri daha çok görgül yaklaşımları tercih etmektedirler. Jeomekanik problemlerin yoğun ve çeşitli olduğu bu bölgelerde numerik yaklaşımlardaki modelleme

çalışmalarının bugün için başarılı olduğunu söylemek pek mümkün değildir. Görgül tasarım çalışmalarında, kaya kütle karakteristiğini belirlemeye ve takibinde tasarıma yönelik olarak geliştirilen 19 adet kaya kütle sınıflama sistemi mevcuttur (Özkan ve Ünal, 1996; Ulusay ve Sönmez, 2002). Ancak içlerinden bugün ve en popüler olan RMR (Bieniawski, 1973) ve Q (Barton vd., 1974) sınıflama sistemleri ve bunlara bağlı olarak özel durumlar için 24 adet sınıflama yaklaşımının geliştirildiği görülmektedir. Sınıflama sistemlerinin ortak olarak dikkate aldığı parametre

sayısı 21 adet olmakla birlikte en çok dikkate alınanlar; dayanım, RQD, süreksizlikler arası durum (bozunma, pürüzlülük, açıklık, devamlılık, dolgu), süreksizlikler arası mesafe, yer altı suyu, süreksizliklerin konumu, yerinde arazi gerilmeleridir (Özkan ve Ünal, 1996).

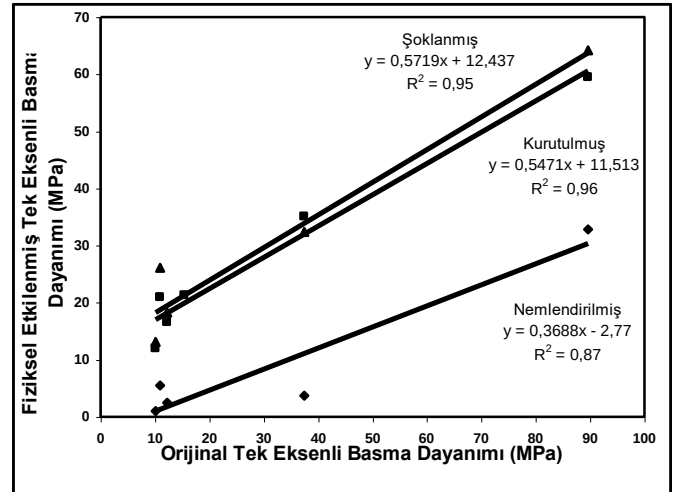
Kaya madde ve kütle dayanımları, nem değişimleri ve ısınma-soğuma değişimleri gibi çeşitli fiziksel etkileşimler neticesinde kaya kütlesini tanımlayan diğer parametrelere nazaran daha çok etkilenecektir. Kaya madde ve kütle karakteristiğini yansıtan parametrelerden bir tanesi olan dayanım parametresindeki fiziksel değişimler, tasarımı gerçekleştirilen kaya mühendislik yapılarındaki çeşitli duraysızlık problemlerini gündeme getirecektir. Özellikler baraj ve göletlerdeki su hazne gövdesini taşıyacak olan kaya kütle karakteristiği, orijinal haldeki özellikleri yanında özel durumlara da cevap verecek biçimde belirlenmeli ve buna bağlı olarak tasarlanmalıdır.

2. LABORATUAR ÇALIŞMALARI

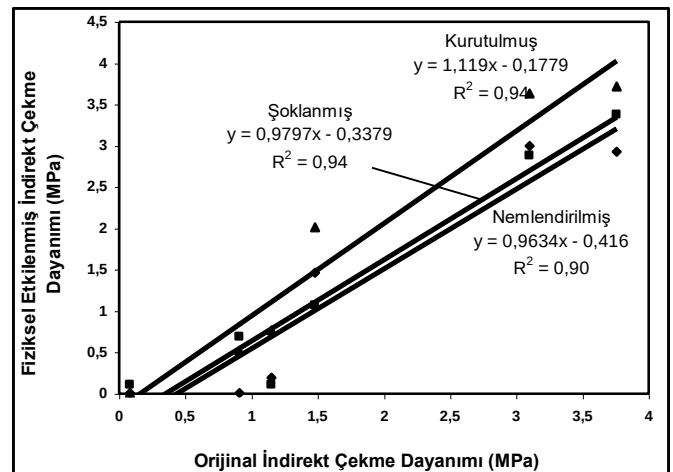
Seydişehir-Kuran ve Karacaören gölet gövdesinde karşılaşılan tuf ve andezit kaya birimleri bu çalışmada model olarak seçilmiştir. Sondaj karotlarından seçilen numuneler orijinal nem ve çeşitli fiziksel koşullarda hazırlandıktan sonra numuneler üzerinde ISRM (1981) tarafından önerilen tek eksenli basınç, indirekt çekme (Brazilian) ve nokta yükleme indeks dayanım testleri gerçekleştirilmiştir. Çizelge 1 ' de görüldüğü gibi orijinal numuneler üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçlarının diğer deney sonuçlarına göre daha yüksektir. Tuf ve andezit kaya birimlerinin değişik koşullar altında hazırlanan numuneleri üzerinde gerçekleştirilen deneylerin değerlendirilmesi neticesinde Şekil 1, 2 ve 3 hazırlanmıştır. Şekillerden görüldüğü gibi numunelerin suya doyurulması durumunda dayanım değerlerinin oldukça düştüğü tespit edilmiştir. Bu çalışmada gerçekleştirilen deneysel neticelere bağlı elde edilen doğrusal karakterdeki eşitlikler ise Şekil 1,2 ve 3 içerisinde sunulmuştur.

Çizelge 1. Laboratuvar deney çalışmaları için hazırlanan numune adetleri ve deney sonuçları

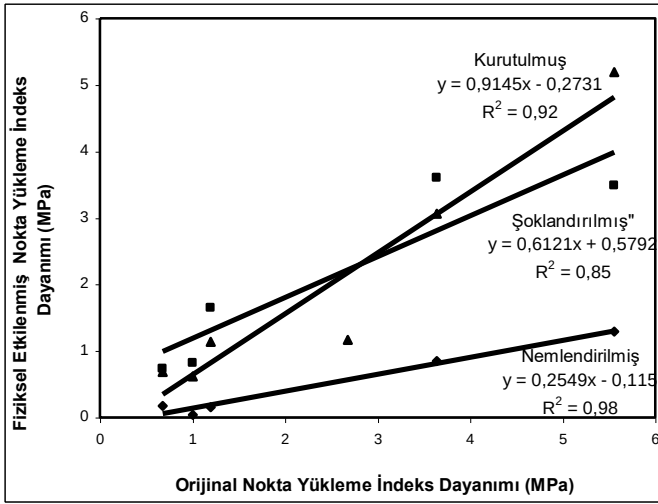
Model Kaya Birimi	Tek Eksenli Basınç Dayanımı Testi (MPa) (Numune Adedi)	İndirekt Çekme Dayanımı Testi (MPa) (Numune Adedi)	Nokta Yükleme İndeks Testi (MPa) (Numune Adedi)
Orijinal Numuneler	A1	10,91 (3)	1,15 (3)
	A2	12,25 (4)	0,91 (5)
	SB1	89,67 (2)	3,76 (5)
	AB1	10,16 (3)	0,08 (2)
	B2	37,51 (4)	3,10 (4)
Kurutulmuş Numuneler	B3	15,39 (4)	1,48 (2)
	A1	- (-)	0,77 (2)
	A2	16,57 (2)	0,52 (5)
	B1	59,45 (1)	3,72 (5)
	B2	11,94 (3)	0,01 (2)
Şoklanmış Numuneler	B3	35,08 (3)	3,63 (4)
	B4	- (-)	2,01 (2)
	A1	- (-)	0,11 (2)
	A2	18,25 (1)	0,69 (5)
	B1	64,21 (1)	3,38 (5)
Suya Doymuş Numuneler	B2	13,08 (1)	0,11 (-)
	B3	32,36 (3)	2,88 (4)
	B4	- (-)	1,07 (2)
	A1	- (-)	0,19 (2)
	A2	- (-)	0,01 (5)
Nemlendirilmiş Numuneler	B1	32,79 (1)	2,93 (7)
	B2	3,67 (3)	0,01 (-)
	B3	30,13 (3)	3,0 (4)
	B4	- (-)	1,46 (2)
			- (-)



Şekil 1. Orijinal ve fiziksel etkilenmiş numunelerin tek eksenli basma dayanım ilişkisi



Şekil 2. Orijinal ve fiziksel etkilenmiş numunelerin indirekt çekme dayanım ilişkisi



Şekil 3. Orijinal ve fiziksel etkilenmiş numunelerin nokta yükleme indeks dayanımı ilişkisi

3. ARAZİ ÇALIŞMALARI

Konya Köy Hizmetleri II. Bölge Müdürlüğü tarafından, Konya-Seydişehir Kuran ve Karacaören gölet gövde çalışmaları esnasında Kuran için toplam uzunluğu 119 m olan 7 adet yerüstü sondajı Karacaören için ise toplam uzunluğu 216 m olan 14 adet yerüstü sondajı gerçekleştirilmiştir. Ortalama sondaj uzunluğu 20-25 m olan bu çalışmada karşılaşılan kaya birimleri; tüf ve andezit olup yüzeye yakın bölgelerde 2-3 m kalınlığında alüvyonlu birimler kesilmiştir. Yapılan jeoteknik çalışmalarda tüf birimler kendi içinde ikiye ayrılırken andezit kaya birimi kendi içerisinde dört farklı yapıya ayrılmıştır. Kuran ve Karacaören gölet gövdelerini oluşturan ve sondaj çalışmaları ile belirlenen kaya kütlelerine ait sınıflama çalışmaları yapılmıştır. Kaya kütle sınıflama çalışmalarında RMR (Bieniawski, 1973), Q (Barton vd., 1974) ve M-RMR (Ünal ve Özkan, 1990; Ünal, 1996) görgül yaklaşımları kullanılmıştır. Bu çalışmada gerçekleştirilen jeoteknik çalışmalar neticesinde ROCKMASS PC programı (Ünal ve Özkan, 1990) kullanılmış ve elde edilen genel sınıflama sonuçları Çizelge 1 ve Çizelge 2 'de sunulmuştur. Kuran ve Karacaören gölet bölgelerindeki kaya kütle karakteristiği sonuçlarına göre; ortalama 12 m kalınlığındaki tüf kaya birimi için Q, RMR ve M-RMR değerleri sırasıyla 0,20; 40 ve 22 'dir. Tüf kaya birimi, Q-sistemine göre çok zayıf (Q=0,1-1 aralığı) olarak tanımlanırken RMR ve M-RMR sistemine göre zayıf kaya (RMR=20-41 aralığı ; M-RMR =20-41 aralığı) olduğu tespit edilmiştir. Andezit kaya birimi için ise sınıflama değerleri, Q sistemi için 0,057-0,287 arasında değişirken, RMR sistemi için 30-45 arasında M-RMR sistemi için ise 18-31 arasında değiştiği belirlenmiştir. Sınıflama sistemlerine göre andezit için tanımlamaların

sırasıyla aşırı zayıf-çok zayıf (Q=0,01-1 aralığı), zayıf-vasat (RMR=20-60 aralığı) ve çok zayıf-zayıf (M-RMR=0-40 aralığı) olduğu görülmüştür. Gerçekleştirilen sınıflama çalışmalarının birbirleri ile karşılaştırıldığında Q ve M-RMR sistemleri birbirlerine yakın sonuçlar verirken (RMR=9lnQ+44), orijinal Bieniawski (1973) yaklaşımının daha yüksek sonuçlar verdiği gözlenmiştir. Bu çalışmada ayrıca fiziksel olarak en çok etkilenmenin görüldüğü suya doyurulmuş numuneler göz önüne alınmıştır. Bu koşula sahip numuneler üzerinde gerçekleştirilen deney neticelerinin orijinal durum için belirlenen dayanım değerlerinin çok altında olduğu tespit edilmiştir (Şekil 1,2 ve 3). Gölet projesindeki zeminin su altında olacağı göz önüne alınırsa, sınıflama sistemlerindeki dayanım parametresinin tekrar suya doyurulmuş durumu düşünülerek, yeniden sınıflama (Q, RMR, M-RMR) değerleri belirlenmiştir. Çizelge 1 ve 2'de görüldüğü gibi Q sisteminde dayanım parametresi dikkate alınmadığı için Q sınıflama değerlerinde bir değişim olmazken RMR ve M-RMR sınıflama değerlerinde azalmaların olduğu görülmüştür.

4. GÖRGÜL TASARIM YAKLAŞIMLARI İLE DURAYLILIK ANALİZLERİ

Kaya mühendislik tasarım çalışmalarında yaygın olarak kullanılan kaya yenilme ölçütleri, kaya yenilme davranışını temsil etmeleri açısından çok önemlidir. Klasik mukavemet teorileri normal gerilmenin bazı değerlerinden sonra kaya yenilme davranışını tam olarak temsil edemediği için çok sayıda (amprik) kaya yenilme ölçütü (kriteri) geliştirilmiştir. Bu ölçütler Mohr yenilme eğrisinden normal gerilmenin artan değerleri için görülen aşağıya bükülmeyi ve çekme gerilmesi bölgesindeki çekme kesmelerini de göz önüne alarak çok sayıda kaya üzerinde çeşitli dayanım testleri yapılarak geliştirilmişlerdir.

Bugün, görgül yenilme ölçütleri yapısal kaya mekaniği ile ilgili tasarım çalışmalarında vazgeçilmez bir mühendislik aracı haline gelmişlerdir. Özellikle yeraltı ve yerüstü yapılarının gerilme duraylılık analizlerinde, matematiksel yada sayısal yaklaşımlarda yaygın bir şekilde kullanılmaktadırlar. Özkan ve Özel (2000) tarafından yapılan bir araştırmada halen mevcut 21 adet teorik ve görgül yenilme ölçütü olduğu belirlenmiştir. Teorik yenilme ölçütlerinden bugün yaygın olarak kullanım alanı bulabilen yaklaşımlar; Coulomb, Mohr zarfı ve Griffith çatlak teorisidir.

Çizelge 1. Kuran Gölet Zeminine ait Kaya Kütle Karakteristiği

Formasyon İsmi ve Kodu	Ortalama Kalınlık (m)	Yoğunluk (kN/m ³)	Is (50) (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	RQD (%)	Q	Q*	M-RMR	M-RMR*	RMR	RMR*
Alüvyon	1,5 (0-3)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tüf-A1	13,5 (12-14)	20,70	1,20	0,91	10,91	4	0,20	0,20	22	21	40	40
Tüf-A2	13,5 (12-14)	16,60	1,0	0,91	12,25	7	0,20	0,20	23	21	40	39
Altr. Andezit AB1	6 (6-6)	16,90	3,64	3,10	37,51	12	0,13	0,20	18	15	30	28

Q*, RMR*, M-RMR* değerleri, suya doyurulmuş koşul için elde edilen dayanım değerleri ile belirlenmiştir.

Çizelge 2. Karacaören Gölet Zeminine ait Kaya Kütle Karakteristiği

Formasyon İsmi ve Kodu	Ortalama Kalınlık (m)	Yoğunluk (kN/m ³)	Is (50) (MPa)	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	RQD (%)	Q	Q*	M-RMR	M-RMR*	RMR	RMR*
Alüvyon	1,5 (0-3)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Tüf-A2	12 (3-18)	16,60	1,0	0,91	12,25	7	0,20	0,20	23	21	40	39
Sağl Andezit-SB1	15 (3-22)	26,70	0,68	0,08	89,67	11	0,145	0,145	30	26	45	42
Altr Andezit-AB1	15 (3-22)	16,90	5,56	3,76	10,16	12	0,130	0,130	18	16	30	28
Andezit-B2	15 (3-22)	21,70	3,64	3,10	37,51	15	0,287	0,287	31	27	47	44
Andezit-B3	15 (3-22)	19,0	2,68	1,48	15,39	11	0,057	0,057	20	18	30	29
Tüf A2	10 (5-15)	16,60	1,0	0,91	12,25	7	0,20	0,20	22	21	40	39

Q*, RMR*, M-RMR* değerleri, suya doyurulmuş koşul için elde edilen dayanım değerleri ile belirlenmiştir

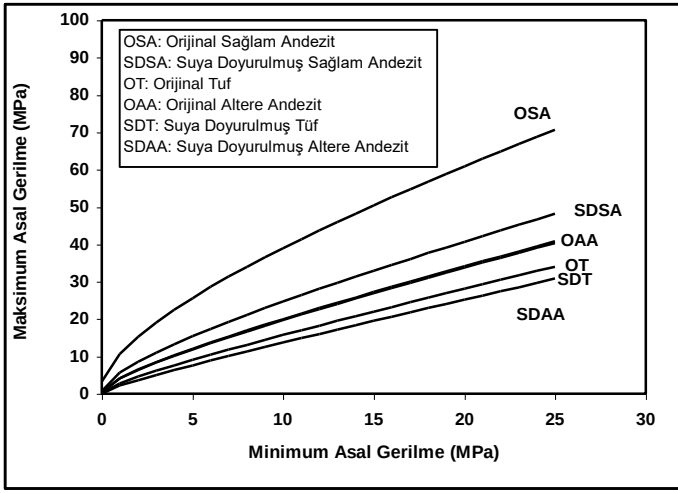
Kaya mühendislik yapılarının tasarımında jeoteknik parametrelerin çok olduğu durumlarda daha çok görgül yenilme ölçütleri kullanılmaktadır. Bunun nedeni kaya kütle karakteristiğini yansıtan kaya kütle sabitlerinin görgül yenilme ölçütlerinde sıkça kullanılmasıdır. Özkan ve Özel (2002) tarafından yapılan çalışmada, Genelleştirilmiş Hoek-Brown (Hoek vd., 1995) yaklaşımının daha dikkat çektiğini yaptıkları matematiksel analizlerle göstermişlerdir.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad [1]$$

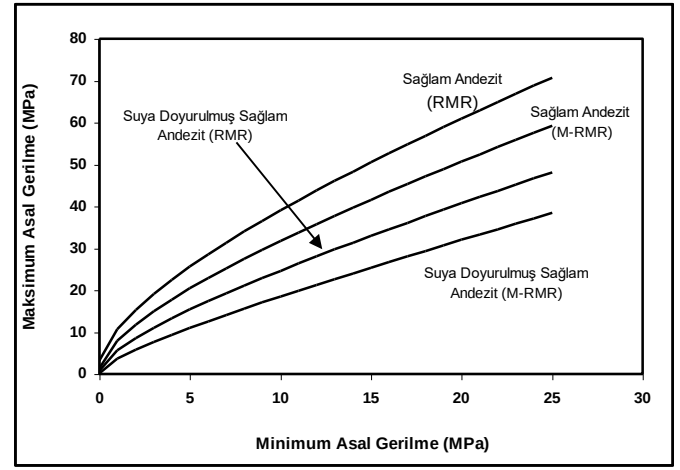
Bu çalışmada Kuran ve Karacaören gölet bölgeleri için elde edilen sınıflama değerleri kullanılarak Genelleştirilmiş Hoek-Brown (Hoek vd., 1995) yenilme ölçütü dikkate alınarak analizler yapılmıştır. Minimum asal gerilme ile maksimum asal gerilme arasındaki ilişki RMR (Bieniawski, 1973) sistemine göre hem orijinal koşuldaki hem de suya doyurulmuş koşuldaki değerler göz önüne alınarak elde edilen yenilme karakteristiği Şekil 4’de sunulmuştur. Aynı şekilde M-RMR (Ünal ve Özkan, 1990; Ünal, 1996) sisteminin önerdiği sınıflama değerleri kullanılarak Genelleştirilmiş Hoek-Brown (Hoek vd., 1995) yaklaşımı kullanılmış ve elde edilen ilişkiler Şekil 5’te sunulmuştur. Şekil 4 ve 5’de görüldüğü gibi suya doyurulmuş koşullardaki yenilme eğrileri orijinal koşulların yenilme eğrilerine nazaran oldukça küçük seviyelerde olduğu görülmektedir. Aynı minimum asal gerilme değerlerinde, orijinal koşul için belirlenen yenilme değeri, suya doyurulmuş koşulu için elde edilen

yenilme değerinden her zaman yüksek çıkmaktadır. Bunun nedeni Eşitlik 1’de kullanılan σ_c , m, s ve a değerlerinin her iki koşulda da (orijinal ve suya doyurulmuş) farklı değerler almasıdır. Bu çalışmada laboratuvar deneyleri neticesinde her iki koşul için tek eksenli basınç dayanım değerleri belirlenebilmiş (Çizelge 1) ve bu değerlere bağlı olarak yine her iki koşul için farklı RMR ve M-RMR sınıflama değerlerine ulaşılabilmektedir.

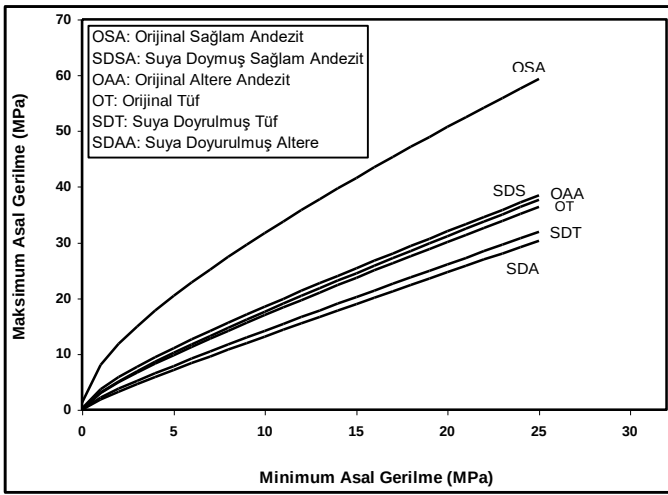
Bu araştırma çalışmasının mühendislik tasarım çalışmalarında kullanılan RMR ve M-RMR sonuçları ayrıca değerlendirilmiş ve tüf kaya birimi ile altere andezit kaya birimi için ulaşılan sonuçlar ayrıca Şekil 6 ve 7’de sunulmuştur. Şekillerden görüldüğü gibi M-RMR sınıflama sistemine ait yenilme karakteristikleri, RMR sistemine nazaran daha küçük maksimum asal gerilme değerlerinde yenilmelerin olacağını işaret etmektedir.



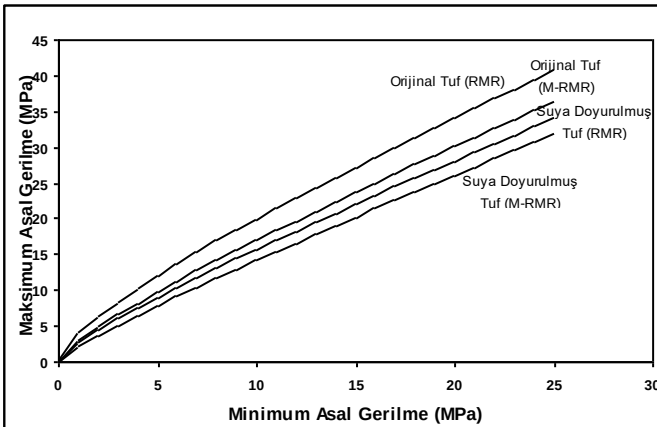
Şekil 4. RMR sınıflama sistemine bağlı Hoek-Brown yenilme karakteristiği.



Şekil 7. Sağlam andezit kaya birimi için RMR ve M-RMR sınıflama sistemlerine bağlı Hoek-Brown yenilme ölçüt sonucu.



Şekil 5. M-RMR sınıflama sistemine bağlı Hoek-Brown yenilme karakteristiği.



Şekil 6. . Tuf kaya birimi için RMR ve M-RMR sınıflama sistemlerine bağlı Hoek-Brown yenilme ölçüt sonucu.

5. SONUÇLAR

Bu çalışma laboratuvar, arazi ve mühendislik tasarım çalışmaları olmak üzere üç ana alt başlık altında yapılmış ve elde edilen sonuçlar aşağıda sırayla verilmiştir.

1. Laboratuvar çalışmaları

- Tuf ve andezit kaya birimlerinden hazırlanan toplam 199 adet numune orijinal, kurutulmuş, şoklanmış ve suya doyurulmuş koşullarda tek eksenli basınç dayanım, indirekt çekme dayanımı ve nokta yükleme indeks dayanım testlerine tabi tutulmuşlardır.
- Gerçekleştirilen kaya mekaniği testlerine ait sonuçlar değerlendirildiğinde suya doyurulmuş koşul için elde edilen mekaniksel değerlerin oldukça düşük olduğu görülmüştür.
- Orijinal durum için tek eksenli basma ile fiziksel etkilenmiş koşul için tek eksenli basma dayanım ilişkileri;

$$(\sigma_t)_{\text{Şoklanmış}} = 0,5719(\sigma_t)_{\text{Orj}} + 12,437 \quad (R^2=0,95)$$

$$(\sigma_t)_{\text{Kurutulmuş}} = 0,5471(\sigma_t)_{\text{Orj}} + 11,513 \quad (R^2=0,96)$$

$$(\sigma_t)_{\text{Suyad.}} = 0,3688(\sigma_t)_{\text{Orj}} - 2,77 \quad (R^2=0,87)$$

- Orijinal durum için indirekt çekme dayanımı ile fiziksel etkilenmiş koşul için indirekt çekme dayanım ilişkileri;

$$(\sigma_t)_{\text{Şoklanmış}} = 0,9797 (\sigma_t)_{\text{Orj}} - 0,3379 \quad (R^2=0,94)$$

$$(\sigma_t)_{\text{Kurutulmuş}} = 1,119 (\sigma_t)_{\text{Orj}} - 0,1779 \quad (R^2=0,93)$$

$$(\sigma_t)_{\text{Suyad.}} = 0,9634 (\sigma_t)_{\text{Orj}} - 0,416 \quad (R^2=0,90)$$

- Orijinal durum için nokta yükleme indeks dayanımı ile fiziksel etkilenmiş koşul için nokta yükleme indeks dayanım ilişkileri;

$$(I_{S(50)})_{\text{Şoklanmış}} = 0,6121(I_{S(50)})_{\text{Orj}} - 0,5792 \quad (R^2=0,85)$$

$$(I_{S(50)})_{\text{Kurutulmuş}} = 0,9145(I_{S(50)})_{\text{Orj}} - 0,2731 \quad (R^2=0,92)$$

$$(I_{S(50)})_{\text{Suyad.}} = 0,2549 (I_{S(50)})_{\text{Orj}} - 0,115 \quad (R^2=0,98)$$

2. Arazi çalışmaları

- a) Kuran ve Karacaören gölet hazne zemininde yapılan 21 adet yerüstü sondaj verilerine ait kütle sınıflama çalışmaları gerçekleştirilmiştir.
 - b) Kaya kütle çalışmalarında Q (Barton vd., 1974), M-RMR (Ünal ve Özkan, 1990; Ünal, 1996) ve RMR (Bieniawski, 1973) sınıflama sistemleri kullanılmıştır.
 - c) Sınıflama sistemlerinde kullanılan dayanım parametresi için orijinal ve suya doyurulmuş koşulda tespit edilen deneysel sonuçlar ayrı ayrı kullanılmıştır.
 - i. Orijinal numune koşulu için tuf kaya biriminde yapılan sınıflama neticeleri; $Q=0,20$; $RMR=40$ ve $M-RMR=22$ olup orijinal numune koşulu için andezit kaya biriminde yapılan sınıflama neticeleri $Q=0,057-0,287$, $RMR=30-40$ ve $M-RMR=18-31$ olur.
 - ii. Suya doyurulmuş numune koşulu için tuf kaya biriminde yapılan sınıflama neticeleri; $Q=0,20$; $RMR=39$ ve $M-RMR=21$ olup suya doyurulmuş numune koşulu için andezit kaya biriminde yapılan sınıflama neticeleri $Q=0,057-0,287$, $RMR=28-42$ ve $M-RMR=16-26$ 'dır.
 - iii. M-RMR sınıflama değerleri RMR değerlerinin altında kalmış ve kaya kütlelerini daha zayıf olarak tanımlamıştır.
- ## 3. Görgül yenilme analizleri
- a) Hoek-Brown (Hoek vd., 1995) yenilme ölçütü kullanılmıştır ve RMR ve M-RMR sınıflama sistemine bağlı olarak m, s ve a kaya kütle dayanım sabitleri tespit edilmiştir.
 - b) Orijinal numune koşulu için RMR ve M-RMR sistemine göre yapılan yenilme analizlerinde, M-RMR sistemine ait sonuçların daha küçük seviyelerde yenilmelerin olacağına işaret etmiştir.

- c) Suya doyurulmuş numune koşulu için RMR ve M-RMR sistemine göre yapılan yenilme analizlerinde de M-RMR sistemine ait sonuçların, RMR sistemine nazaran daha küçük gerilme değerlerinde yenilmelerin olacağını göstermiştir.
- d) Özellikle baraj ve gölet gibi su yapılarında yapılacak olan jeoteknik çalışmalarda dayanım değerlerinin bulunması ve su parametresinin dikkate alınması önemli hataların önlenmesini sağlanmış olabilecektir.

KAYNAKLAR

- Barton, N. R., Lien, R. ve Lunde, J. 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock. Mech. 6 (4), 189 – 239.
- Bieniawski, Z. T. 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng. 15, 335 – 344.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. ve Bawden, W. F. 1995. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Balkema, 215.
- ISRM, 1981. Rock Characterization testing and monitoring, / E. T. Brown ed. , ISRM, Pergamon Press, USA.
- Özkan, İ. ve Ünal, E. 1996. Kaya Kütleli Sınıflama Sistemleri Üzerine Kritik Bir Değerlendirme, 3. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Ankara, 181 – 193.
- Özkan, İ. ve Özel, R. 2000. Kaya Mühendislik Yapılarının Duraylılık Analizlerinde Kullanılan Kaya Yenilme Ölçütleri, V. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu, Isparta, 129 – 137.
- Ulusay, R. ve Sönmez, H., 2002. Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri, TMMOB – Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları : 60, 243
- Ünal, E. ve Özkan, İ. 1990. Determination of Classification Parameters for Clay Bearing and Stratified Rock Mass. Proc. 9th Conf. on Ground Control Mining, 250 – 259.
- Ünal, E., 1996. Modified Rock Mass Classification; M – RMR System, Milestones in Rock Engineering A Jubilee Collection, Edited by Z. T. Bieniawski, Balkema, 203 – 223.