



4. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS OF THE 4TH NATIONAL ROCK MECHANICS
SYMPOSIUM

22-23 Ekim 1998
October 22-23, 1998
ZONGULDAK



Türk Ulusal Kaya Mekanikliği Derneği
Turkish National Society for Rock Mechanics

Editör / Edited by
Tuğrul Ünlü



ZKÜ Maden Mühendisliği Bölümü
ZKÜ Department of Mining Engineering

Hasan ŞİŞMAN
Jeofizik Hiz. Şb. Md.

4. ULUSAL KAYA MEKANİĞİ SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS OF THE 4TH NATIONAL ROCK MECHANICS
SYMPOSIUM

22-23 Ekim 1998
October 22-23, 1998
ZONGULDAK

Editör / Edited by

Tuğrul Ünlü

Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği
Turkish National Society for Rock Mechanics

ZKÜ Maden Mühendisliği Bölümü
ZKÜ Department of Mining Engineering

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

ISBN 975-395-283-X

Baskı : KOZAN OFSET Matbaacılık San. ve Tic. Ltd. Şti.
Tel: 0.312. 341 14 27 - 384 19 67 Fax: 341 28 60

ÖNSÖZ

Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği (TUKMD)'nin 4. Ulusal Sempozyumu, bir önceki sempozyumun iki yıl ardından gerçekleşmektedir. Daha önceki yıllarda ikisi uluslararası olmak üzere; toplam beş sempozyumu başarı ile düzenleyen Derneğimiz, bu tür sempozyumları bir gelenek haline getirmiş bulunmaktadır.

Bu sempozyumun amacı; Türkiye'de kaya mekaniği araştırmalarını özendirmek, kaya mekaniği bilimine ve teknolojisine katkılarda bulunmak, kaya mekaniği eğitimi ve uygulamalarını geliştirmek, Türkiye'de yapılan kaya mekaniği çalışmalarını duyurmak ve tartışmak, böylece sürekli gelişen potansiyeli bir kez daha toplumun bilgisine sunmaktır. Bu amaca uygun olarak sempozyum duyurusu ülke çapında mümkün olduğunca geniş bir şekilde gerçekleştirilmiştir. Böylece, gerek baz aldığı temelleri ve gerekse faaliyet ve ilgi alanları açısından birçok ortak noktası olan fakat, farklı disiplinler şeklinde oluşmuş bilim adamları arasında bilgi iletişimi ve işbirliğine katkının da doğal olarak gerçekleşmesi hedeflenmiştir.

Bilimsel Kurulumuzca, 30 bildiri başvurusundan 25 bildiri (toplam 35 yazarın katkısı ile hazırlanmış) sunuma kabul edilmiştir. Bildiriler bütün olarak ele alındığında; sempozyumun teması olarak seçilen "21. Yüzyıla Doğru Türkiye'de Kaya Mekaniği" olgusunu yeterli düzeyde yansıttığını söylemek mümkündür.

Sempozyumun gerçekleşmesindeki katkılarından dolayı, TUKMD Yönetim Kurulu'na, ZKÜ Mühendislik Fakültesi Dekanlığı'na, Rektörlük Makamına, gerek bilimsel gerekse de manevi ve maddi desteklerinden dolayı tüm kişi ve kuruluşlara teşekkür ederim.

Prof.Dr. Yadigar V. MÜFTÜOĞLU

**4. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu
Yürütme Kurulu Başkanı**

YÜRÜTME KURULU
EXECUTIVE COMMITTEE

Başkan
Chairman

Prof.Dr. Yadigar V. Müftüoğlu (ZKÜ)

Başkan Yardımcıları
Vice-chairmen

Prof.Dr. Hasan Gerçek (ZKÜ)
Doç.Dr. Nuri A. Akçın (ZKÜ)

Sempozyum Sekreteri
Symposium Secretary

Y.Doç.Dr. Tuğrul Ünlü (ZKÜ)

Sempozyum Saymanı
Symposium Treasurer

Dr. Kenan Çolak (ZKÜ)

Üyeler
Members

Prof.Dr. Erkin Nasuf (İTÜ)
Prof.Dr. Abdurrahim Özgenoğlu (ODTÜ)
Dr. Necdet Biçer (TTK)
Arş.Gör. Olgay Yarah (ZKÜ)
Arş.Gör. Ahmet Özarslan (ZKÜ)
Arş.Gör. Melih Geniş (ZKÜ)
Arş.Gör. M. Erdinç Bilir (ZKÜ)

BİLİMSEL KURUL
SCIENTIFIC COMMITTEE

Prof.Dr. Ergin Arıoğlu (*İstanbul Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. Nuh Bilgin (*İstanbul Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. Naci Bölükbaşı (*Orta Doğu Teknik Üniversitesi*)
Doç.Dr. M.Kemal Gökay (*Selçuk Üniversitesi*)
Prof.Dr. Osman Z. Hekimoğlu (*Hacettepe Üniversitesi*)
Prof.Dr. Celal Karpuz (*Orta Doğu Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. Seyfi Kulaksız (*Hacettepe Üniversitesi*)
Prof.Dr. Erkin Nasuf (*İstanbul Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. Güner Önce (*Osmangazi Üniversitesi*)
Prof.Dr. Abdurrahim Özgenoğlu (*Orta Doğu Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. A. Günhan Paşamehmetoğlu (*Atılım Üniversitesi*)
Doç.Dr. Gürel Şenyur (*Hacettepe Üniversitesi*)
Doç.Dr. Levent Tutluoğlu (*Orta Doğu Teknik Üniversitesi*)
Doç.Dr. Reşat Ulusay (*Hacettepe Üniversitesi*)
Doç.Dr. Erdal Ünal (*Orta Doğu Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. Mahir Vardar (*İstanbul Teknik Üniversitesi*)
Prof.Dr. Erdoğan Yüzer (*İstanbul Teknik Üniversitesi*)

İÇİNDEKİLER CONTENTS

Önsöz Preface	iii
Yürütme Kurulu Executive Committee	v
Bilimsel Kurul Scientific Committee	vi
Kumtaşlarının yenilme öncesi ve sonrası mekanik büyüklükleri arasında çıkartılan istatistiksel bağuntılar ve bunların değerlendirilmesi Statistical relationships of the mechanical parameters between pre-post failure phases of sandstones and their evaluation <i>N. Tokgöz ve E. Arıoğlu</i>	1
Bazı kayaçların dinamik ve statik elastik modüllerinin karşılaştırılması Comparison of static and dynamic modulus of some rocks <i>C. Balcı, S. Avcı ve O. Özbakır</i>	13
Kayaçlarda çatlak gelişimlerinin ve kırılmaya olan etkisinin incelenmesi An investigation of crack growing in rocks and its effect on failure <i>R. Altındağ</i>	23
Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayaçların petrografik - petrolojik özelliklerinin jeomekanik parametrelere olan etkileri The effects of petrographic-petrological properties on geomechanical parameters for rocks used as building and facing stones <i>E.K. Sagular ve A. Saruşık</i>	33
Disk makaslama indeks deneyinde boyut etkisi ve deneyin kaya mühendisliğinde kullanım alanları Size effect in block punch index test and its applications in rock engineering <i>R. Ulusay ve C. Gökçeoğlu</i>	49
Bilgisayar kontrollü sürekli yenilme durumlu üç eksenli deney sistemi geliştirilmesi Development of computer controlled continuous failure state triaxial test system <i>H. Başarır, T. Bozdağ ve C. Karpuz</i>	61

Granitik bir kayada makro ve mikro-porozite ile basma dayanımı bağıntısı Correlation of macro and micro-porosity with compressive strength in a granitic rock <i>E. Arel and A. Önalp</i>	75
Alçı malzemenin basınç ve çekme dayanımlarında yükleme hızının etkisi The effect of loading rate on compressive and tensile strength of gypsum <i>Z. Tuncel ve E. Arıoğlu</i>	83
Geçici basınç değişimi yöntemi ile geçirgenlik ölçümlerine numunenin sıkışabilirliğinin etkisi The effect of compressibility of sample on permeability measurements by transient pulse method <i>Ö. Aydan</i>	95
Oda-topuk üretim yönteminde “kısıtlayıcı doğal etmenlerin” analitik şekilde belirlenmesi Evaluation of limiting-natural parameters in room-and-pillar coal workings by means of analytical approach <i>E. Arıoğlu</i>	103
Çelik lifli püskürtme beton kaplama tasarımı - kaya patlama olayına maruz tünellerde kullanım Design of steel fibre-reinforced shotcrete tunnel lining subjected to high stress-rock burst <i>E. Arıoğlu ve C. Girgin</i>	119
Tünellerde püskürtme betonun mekanik büyüklükleri ve kalite-kontrol ilkeleri Mechanical characteristics and quality-control procedures of sprayed concrete in tunnels <i>C. Girgin, A. Yüksel ve E. Arıoğlu</i>	135
Endüstriyel atıkların yeraltı madenlerinde depolanması ve depo duraylılığının jeoteknik açıdan kanıtlanması Storage of industrial wastes in underground mines and geotechnical proof of repository stability <i>A. Özarslan ve H. Gerçek</i>	147
Arazi basıncını dengeleme esasına göre çalışan tam cephe tünel açma makinalarının kazı performansını etkileyen zemin özellikleri ve İzmir metrosu örneği Ground characteristics effecting the excavation performance of full face EPB machines and an example, İzmir metro tunnel <i>H. Tunçdemir</i>	159
Bolu tüneline bağlı zamana bağlı deformasyonların kökeni ve gelişimine ilişkin örneklemeler Examples about the origin and development of the time dependent deformations at Bolu tunnel <i>M. Vardar, C. Koçak ve F. Tokgözoğlu</i>	173

Bolu tünelineki konverjansların jeoistatistiksel incelenmesi A geostatistical study of the convergences at Bolu tunnel <i>A.E. Tercan</i>	187
Limonlu (Mersin) kireçtaşı ocağındaki süreksizlikler ve mühendislik uygulamalarına etkisi Discontinuities and their effect upon engineering application in Limonlu (Mersin) limestone quarry <i>K. Öz ve A. Aydın</i>	195
Sonlu farklar yöntemi ile İstanbul metro tünellerinde deformasyon analizi Deformation analysis in Istanbul subway tunnels using finite difference method <i>O. Özbakır, S. Avşar ve E. Nasuf</i>	207
Süreksizliklerin yüzey pürüzlülüğünün fraktal geometri yardımıyla sayısal tanımı Quantitative definition of discontinuity surface roughness by using fractal geometry <i>K. Develi ve M. Vardar</i>	217
FLAC programı ile ankrajlı iksa duvarının modellenmesi Modelling of a retaining wall with anchorages using FLAC software <i>S. Avşar, O. Özbakır ve E. Nasuf</i>	227
Yönlere bağlı birincil gerilme alanının yeraltı açıklıklarının duraylılığına etkisi Effect of anisotropic in situ stress field on the stability of underground openings <i>H. Gerçek ve M. Geniş</i>	235
Kısmi cepheli kazı makinalarının bazı temel özellikleri Some basic properties of roadheaders <i>Ö. Acaroğlu</i>	247
Tünel açma makinalarının performansını etkileyen bazı özellikler Some parameters that effect the performance of tunnel boring machines <i>T. Dinçer</i>	259
Kayaçların darbe sertlik sayısı (RIHN) ile fiziko-mekanik özellikleri arasındaki ilişkilerin incelenmesi An investigation of the relationships between physico-mechanical properties and rock impact hardness number (RIHN) of rocks <i>R. Altındağ</i>	271
Gelik sondajlarında sondaj parametreleri, karot parametreleri ve indeks deney sonuçlarının değerlendirilmesi Evaluation of drill parameters, core parameters and index tests in the Gelik boreholes <i>E. Kahveci ve Y. V. Müftüoğlu</i>	283
Yazar İndeksi Author Index	295

KUMTAŞLARININ YENİLME ÖNCESİ VE SONRASI MEKANİK BÜYÜKLÜKLERİ ARASINDA ÇIKARTILAN İSTATİSTİKSEL BAĞINTILAR VE BUNLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

STATISTICAL RELATIONSHIPS OF THE MECHANICAL PARAMETERS BETWEEN PRE - POST FAILURE PHASES OF SANDSTONES AND THEIR EVALUATION

Nuray TOKGÖZ, İÜ Mühendislik Fakültesi, Çevre Mühendisliği Bölümü, İstanbul
Ergin ARIÖĞLU, İTÜ Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İstanbul.

ÖZET

Uygulamalı Kaya Mekaniği alanında “otomatik kontrollü” yükleme makinalarının kullanımı büyük ölçüde artmıştır. Bunun başlıca nedenlerinden biri; yeraltı açıklıklarının tasarımı, kayacın yenilme sonrası davranışını karakterize eden temel büyüklüklerinin gerilme-birim deformasyon eğrilerinden deneysel olarak elde edilmesi, diğeri ise; kaya patlaması gibi dinamik olayların, tüm gerilme - birim deformasyon eğrisinin tanımladığı enerji kavramları ile açıklanabilmesidir.

Buradan hareketle, MTS 810 yükleme makinasından elde edilen kumtaşına ait, gerilme-birim deformasyon eğrisinin karakteristik büyüklükleri arasındaki ilintiler, regresyon analizi ile araştırılmıştır. Yapılan toplu değerlendirmeler sonucunda ise, kaya patlama olayının sınıflandırılmasında temel büyüklük olan potansiyel elastik deformasyon enerjisi “PES” ile kırılgenlik “K”, süneklilik “D” ve dinamik yenilme indisi “n” büyüklükleri arasında oldukça anlamlı sayılabilecek çoklu regresyon bağıntıları üretilmiştir. Söz konusu bu bağıntılar, kayacın yenilme sonrası büyüklüklerinin bilinmesi durumunda, “PES” değeri ile kaya patlaması “olası risklerinin” kestirilebilirliğine, diğeri bir deyişle; yeraltı açıklıklarında karşılaşılabilecek bu tür dinamik olayların “önceden planlanabilirliğine” işaret etmektedir.

ABSTRACT

The stiff - testing machines have been increasingly utilized in the field of practical rock mechanics. One of the main reasons is the stress - strain curves, obtaining basic

parameters to characterize post failure behaviour of rocks in order to design the underground openings by means of experimental studies. The other is a dynamic phenomena like rock burst could be explained by energy concepts, describing the complete stress- strain curve. As a result of the tests, PES (potential elastic strain energy) index that is the main characteristic of the rock burst phenomena quite meaningful multiply regression equations were produced between the “PES” (depend) and the “K”(brittleness), “n”(dynamic failure index), “D”(ductility) (undepends).

Within the scope of this study, some relationships between characteristics of strain - stress curve obtained from MTS 810 loading machine for sandstone were researched by regression analysis. These equations in question indicate that in case of estimation post failure of rock PES could help as to predict the potential risk of the rock burst. In other words, such a kind of dynamic phenomena faced in the underground openings could be previously planned.

1. GİRİŞ

Uygulamalı Kaya Mekaniği alanında otomatik kontrollü katı yükleme makinalarının (stiff testing machine) kullanımı beraberinde şu yenilikleri getirmiştir :

- Yumuşak makinalarda yenilme noktasının civarında ortaya çıkan enerjinin çok ani ve kontrolsüz bir şekilde numuneye aktarılması sonucunda kaya numunesinin, gerçek dayanım büyüklüklerinin oldukça altında kırılması önlenmiştir. Diğer bir anlatımla; deney sonuçlarının, otomatik kontrollü katı yükleme makinalarından kaynaklanan istatistiksel dağılımları, en aza indirilmiştir.

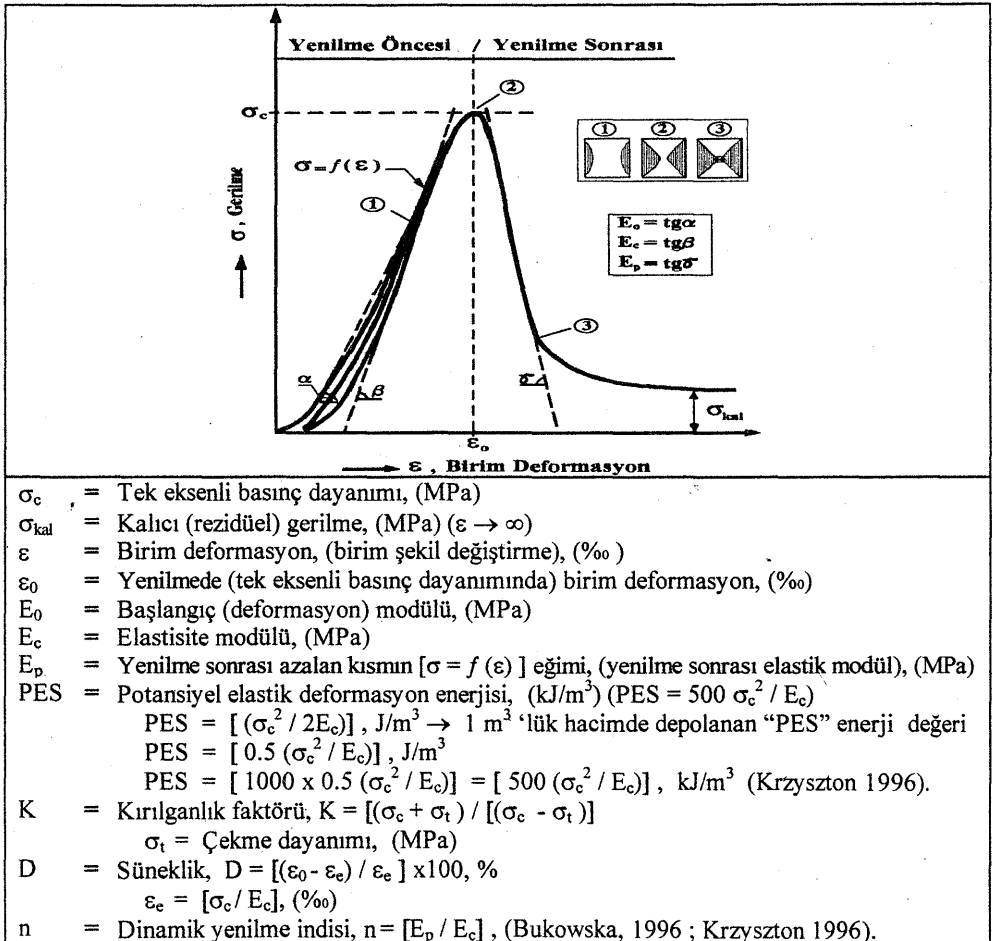
- Kaya numunelerinin basınç gerilmesi - çekme gerilmesi altında yenilme sonrası davranışlarını karakterize eden büyüklüklerin (yenilme sonrası elastik modül, kalıcı dayanım düzeyi, bu değerlere karşı gelen birim kısalma - birim uzama) istenen “yükleme/deformasyon” hızlarında güvenilir bir şekilde ölçülmesi mümkün olmaktadır. Böylelikle, yeraltı mühendislik yapılarının tasarımı için gerekli olan “davranış modelleri”nin analitik formülasyonları, daha geçekçi bir şekilde yapılabilmektedir.

Bu bildiride, Polonya Merkez Madencilik Enstitüsü Jeomekanik - Jeoteknik Laboratuvarlarından elde edilen ve Silesia Kömür Havzası’nı temsil eden kumtaşı numuneleri üzerinde gerçekleştirilmiş, “yenilme sonrası” deneysel çalışmalara ait işlenmemiş sonuçların, regresyon analizi ile değerlendirilmesi konu edilmiştir. Bu çalışmada güdülen temel amaç; yenilme sonrası kaya numunelerinin davranışını karakterize eden büyüklükler (yenilme gerilmesi, yenilme birim deformasyonu, kalıcı dayanım, yenilme sonrası elastik modül) arasında istatistiksel bağıntıların araştırılması olmuştur. Ayrıca, yeraltı kömür madenlerinde kaya patlaması olaylarının kestiriminde kullanılan, “PES” (potansiyel elastik deformasyon enerjisi) değeri ile yukarıda belirtilen büyüklükler arasındaki ilintiler, gerek basit, gerekse çoklu regresyon analiziyle de incelenerek kestirim gücü yüksek bağıntılarla olası kaya patlama tehlikesi kestirilmeye çalışılmıştır.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Bu çalışmada değerlendirmeye alınan toplam 40 adet ince - kaba taneli kumtaşı ham verisi, Polonya Merkez Madencilik Enstitüsü Jeomekanik ve Jeoteknik Laboratuvarında 5 cm'lik küp (deney sayısı en az 3 adet olmak üzere) şeklindeki kaya numuneleri üzerinde gerçekleştirilen kırılma öncesi ve sonrası gerilme - birim deformasyon eğrisi mekanik büyüklükleri, MTS 810 katı yükleme makinası kullanılarak elde edilmiştir.

Deneyde kullanılan ve katılık değeri 2.2 MN/mm olan otomatik kontrollü MTS - 810 katı yükleme makinasına yerleştirilen kaya numunesi, standart olarak 0.3 MPa /s gerilme hızına karşılık gelen tek eksenli düşey gerilmenin etkisi ile yenilme yükü değerine kadar üniform olarak yüklenmektedir. Anılan gerilme, yenilme dayanım değerinin %75'ine eşit olduğunda ortadan kalkmakta ve bu dayanım değerinin %5'ine ulaşıncaya kadar boşalmaktadır. Bu aşama sonrası, sözkonusu aynı numune; maksimum yenilme dayanım değerine veya diğer bir anlatımla, tek eksenli basınç dayanım değerine ulaşıncaya kadar tekrar yüklenmektedir. Yukarıda anılan deneye ilişkin genel kavramlar, gerilme - birim deformasyon eğrisi ve aşağıdaki Şekil 1 çerçevesinde, belli bir ayrıntıda konu edilmiştir.



Şekil 1. Gerilme - birim deformasyon eğrisi ve ilgili büyüklüklerin tanımı.

3. VERİ ANALİZİ VE DEĞERLENDİRİMİ

Bu çalışmada değerlendirmeye alınan toplam 40 adet ince - kaba taneli kumtaşı ham verileri^(*) ve bu verilerden hareketle türetilen oransal büyüklüklere ait istatistiksel analiz sonuçları Çizelge 1' de topluca verilmiştir.

Çizelge 1. Gerilme - birim deformasyon mekanik büyüklüklerine ilişkin laboratuvar verileri ile hesaplanan oransal büyüklüklerin istatistiksel analiz sonuçları.

Değişkenler	Laboratuvar Verileri						Hesaplanan Büyüklükler					
	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	σ_{kal} (MPa)	E_c (MPa)	E_p (MPa)	ϵ_o (%)	(σ_c/σ_t)	K	D (%)	n	PES (kJ/m ³)	$(\sigma_{kal} / \sigma_c)$
N	40	15	40	40	40	40	15	15	40	40	40	40
X	92.41	6.610	6.10	12500	37408	12.38	17.04	1.144	70.7	2.93	348	0.066
S	25.48	0.910	2.21	2618	11609	1.00	3.61	0.026	18.2	0.49	127	0.016
V _s (%)	27.50	13.70	36.00	21.0	31.0	8.00	21.00	2.220	25.6	16.7	36.5	24.2
A.L	84.16	6.09	5.38	11653	33651	12.06	14.97	1.129	64.8	2.77	307	0.061
Ü.L	100.7	7.13	6.81	13347	41164	12.70	19.11	1.159	76.5	3.08	389	0.071

σ_c : Tek eksenli basınç dayanımı, σ_t : Çekme dayanımı, σ_{kal} : Kalıcı dayanım değeri, E_c : Elastisite modülü, E_p : Dinamik yenilme modülü, ϵ_o : Birim deformasyon (şekil değiştirme) değeri, K: Kırılabilirlik, D: Süneklik, n: Dinamik yenilme indisi, PES: Potansiyel elastik deformasyon enerjisi, N: Numune sayısı, X: Ortalama değer, S: Standart sapma, V: Değişkenlik katsayısı, A.L: Alt limit, Ü.L: Üst Limit (%95 Güvenlik sınırı için)

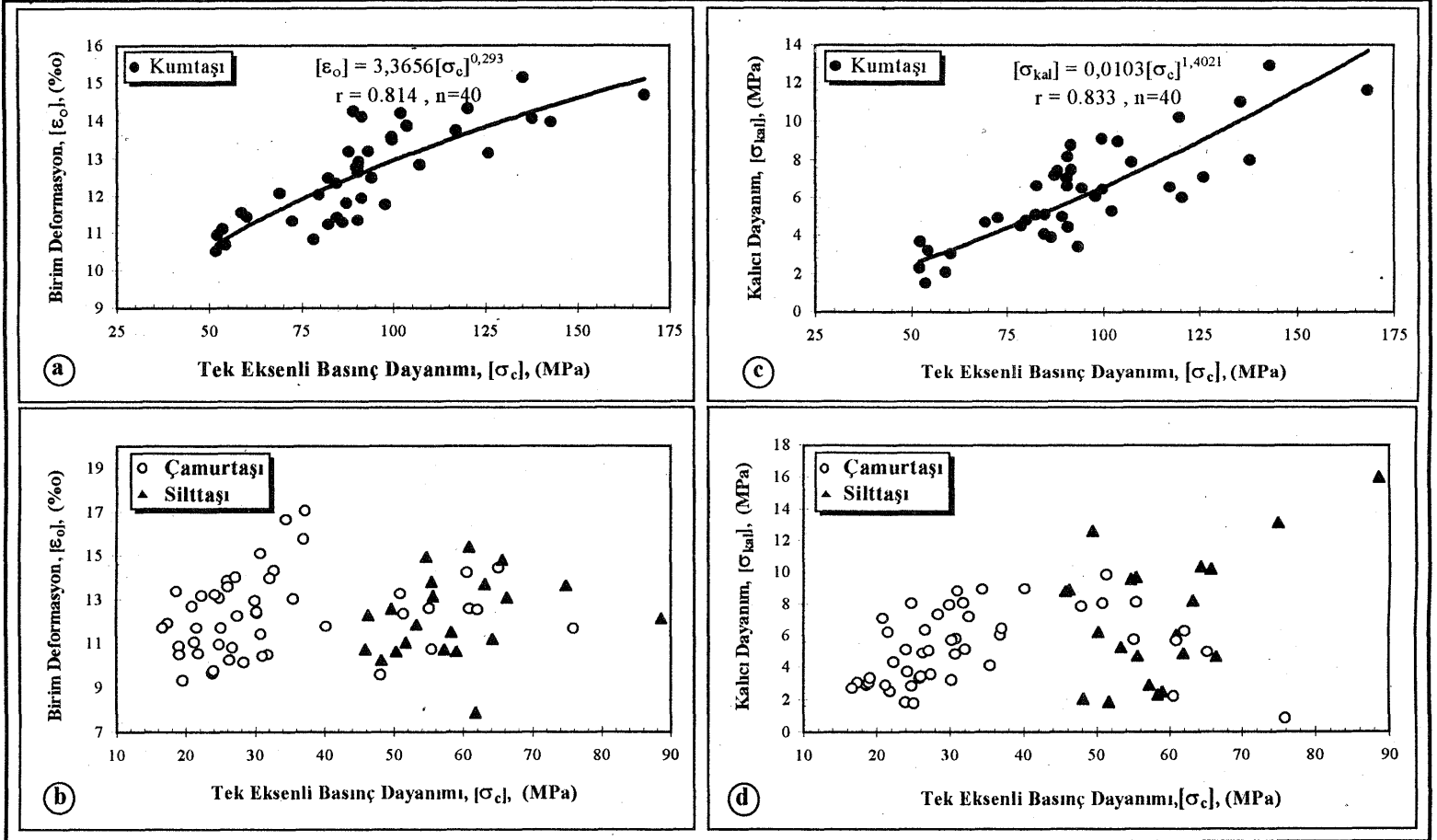
Ayrıca, yukarıdaki çizelgede yeralan büyüklüklerin birbirleri ile olan ilintileri gerek, basit gerekse çoklu regresyon tekniğiyle araştırılmıştır. Bu konuya ilişkin yapılan çalışmaya Çizelge 2'de, grafiksel gösterimlerine de Şekil 2, 3, 4'de yer verilmiştir.

Çizelge 2. Gerilme - birim deformasyon büyüklüklerine ait laboratuvar verileri için denenen regresyon modelleri ve matematiksel ifadeleri.

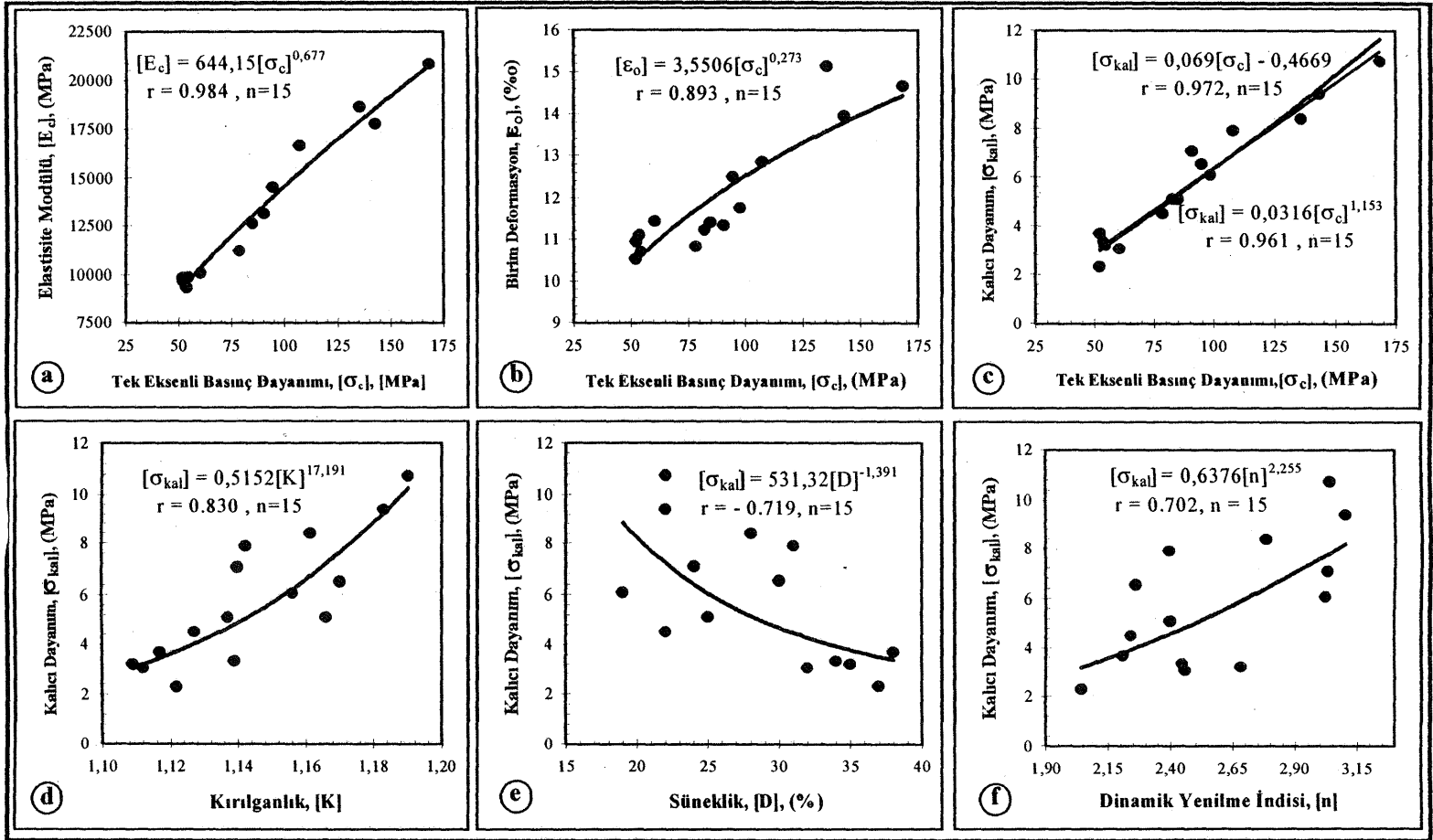
Regresyon Modeli					
$y = a [x]^b$				$y = a + b [x_1] + c [x_2] + d [x_3]$	
Kayaç	Veri Sayısı	Matematiksel ifade	Korelasyon katsayısı	Matematiksel ifade	Korelasyon katsayısı
Kumtaşı	15	$PES = 18.89 [K]^{19.887}$	0.806	$PES = -4755 + 4598 [K] - 2.52 [D]$	0.878
		$PES = 20.207 [n]^{2.296}$	0.865	$PES = -173 + 266 [n] - 2.63[D]$	0.902
		$PES = 5 \times 10^{-6} [D]^{2.251}$	-0.800	$PES = -4422 + 3767 [K] + 162[n]$	0.916
		$D = 163.03 [\sigma_c]^{-0.400}$	-0.704	$PES = -3502 - 2.06 [D] + 3120 [K] + 153 [n]$	0.949
		$D = 62.67[K]^{-6.0608}$	-0.617		
		$\sigma_{kal} = 0.515 [K]^{17.191}$	0.830	$\sigma_{kal} = -17 + 13.56 [K] + 5.91 \times 10^{-4} [E_c]$	0.975
		$\sigma_{kal} = 531.32 [D]^{-1.391}$	-0.893	$\sigma_{kal} = -1.56 + 0.043 [\sigma_c] + 2.59 \times 10^{-4} [E_c]$	0.970
		$\sigma_{kal} = 5250 [E_c]^{-0.540}$	0.942	$\sigma_{kal} = -76 + 66.72 [K] + 2.37 [n]$	0.885
		$\sigma_{kal} = 531.32 [D]^{-1.391}$	-0.719	$\sigma_{kal} = -77 + 0.0021 [D] + 66.9 [K] + 2.38 [n]$	0.885
		$\sigma_{kal} = 0.638 [n]^{2.255}$	0.702	$\sigma_{kal} = -81 + 2.71 [n] + 67 [K] + 2.03 [\epsilon_o / \epsilon_c]$	0.895
		$\sigma_{kal} = 0.0316 [\sigma_c]^{1.153}$	0.961		
	40	$\epsilon_o = 3.366 [\sigma_c]^{0.292}$	0.814	$PES = -129 + 137 [n] - 2.8[D]$	0.836
		$\sigma_{kal} = 0.0103[\sigma_c]^{1.402}$	0.833	$\sigma_{kal} = -1.48 + 4.75 \times 10^{-4} [E_c] + 3.83 \times 10^{-5} [E_p]$	0.722

PES: Potansiyel elastik deformasyon enerjisi, D: Süneklik, σ_c : Tek eksenli basınç dayanımı, K: Kırılabilirlik, n: Dinamik yenilme indisi, σ_{kal} : Kalıcı dayanım değeri, E_c : Elastisite modülü, E_p : Dinamik yenilme modülü,

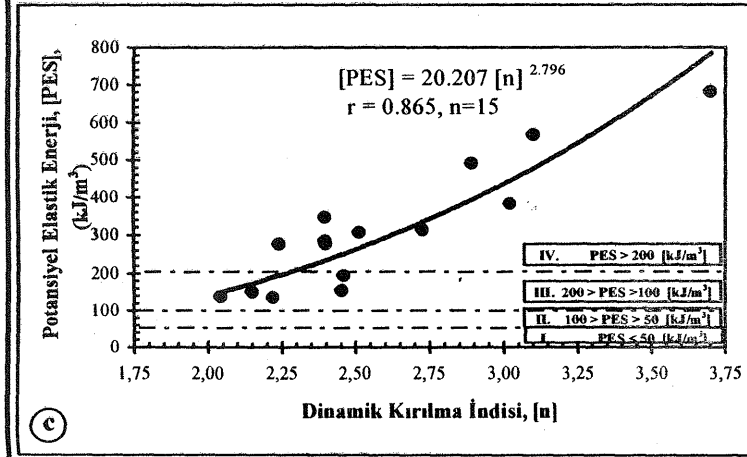
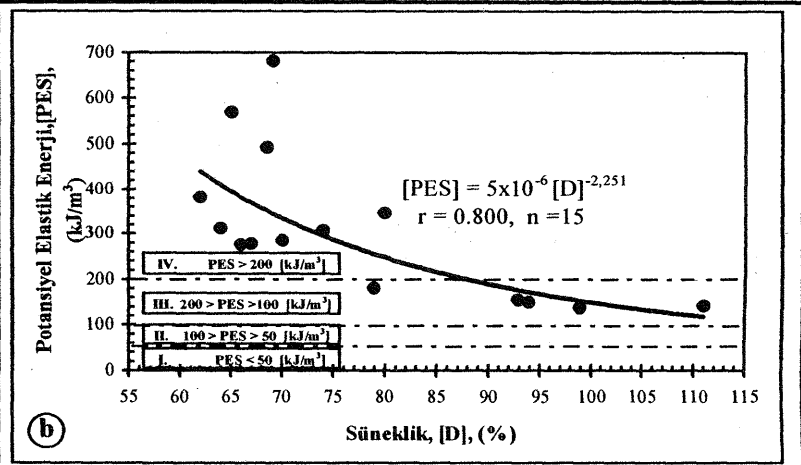
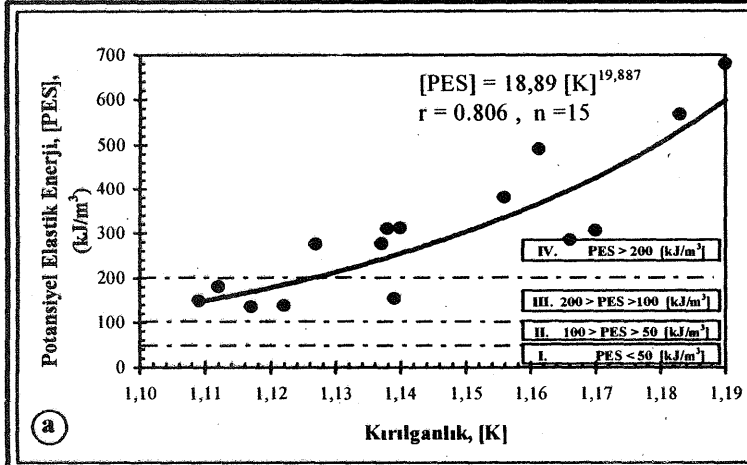
(*) Ham veriler, Polonya Merkez Madencilik Enstitüsü (GIG, Central Mining Institute, Katowice/ Poland) Jeomekanik ve Jeoteknik Laboratuvarında oluşturulan veri bankasından alınmıştır.



Şekil 2. “ $\epsilon_o - \sigma_c$ ” büyüklüklerinin “kumtaşı (a), çamurtaşı - silttaşı (b)”, “ $\sigma_{kal} - \sigma_c$ ” büyüklüklerinin “kumtaşı(c), çamurtaşı - silttaşı (d)”, bazında regresyon analizi.



Şekil 3. Gerilme - deformasyon eğrisi karakteristik büyüklükleri (σ_c , E , ϵ_o , σ_{kal}) ile bunların oransal değerleri (K , D , n) arasındaki ilintiler.



Açıklamalar:

- I. Patlamada kaya duyarlılığı gözlenmez.
- II. Patlamada, orta derecede kaya duyarlılığı.
- III. Patlamada, büyük derecede kaya duyarlılığı.
- IV. Patlamada, aşırı derecede kaya duyarlılığı.

r = Korelasyon katsayısı

n = Laboratuvar veri sayısı

Şekil 4. Kumtaşı laboratuvar verisinin “PES - K”(a), “PES - D” (b) ve “PES - n”(c) büyüklüklerinin regresyon matematiği ile araştırılması.

Gerek “Çizelge 2”, gerekse “Şekil 2, 3, 4” birlikte incelendiğinde aşağıdaki önemli değerlendirmeler elde edilebilmektedir:

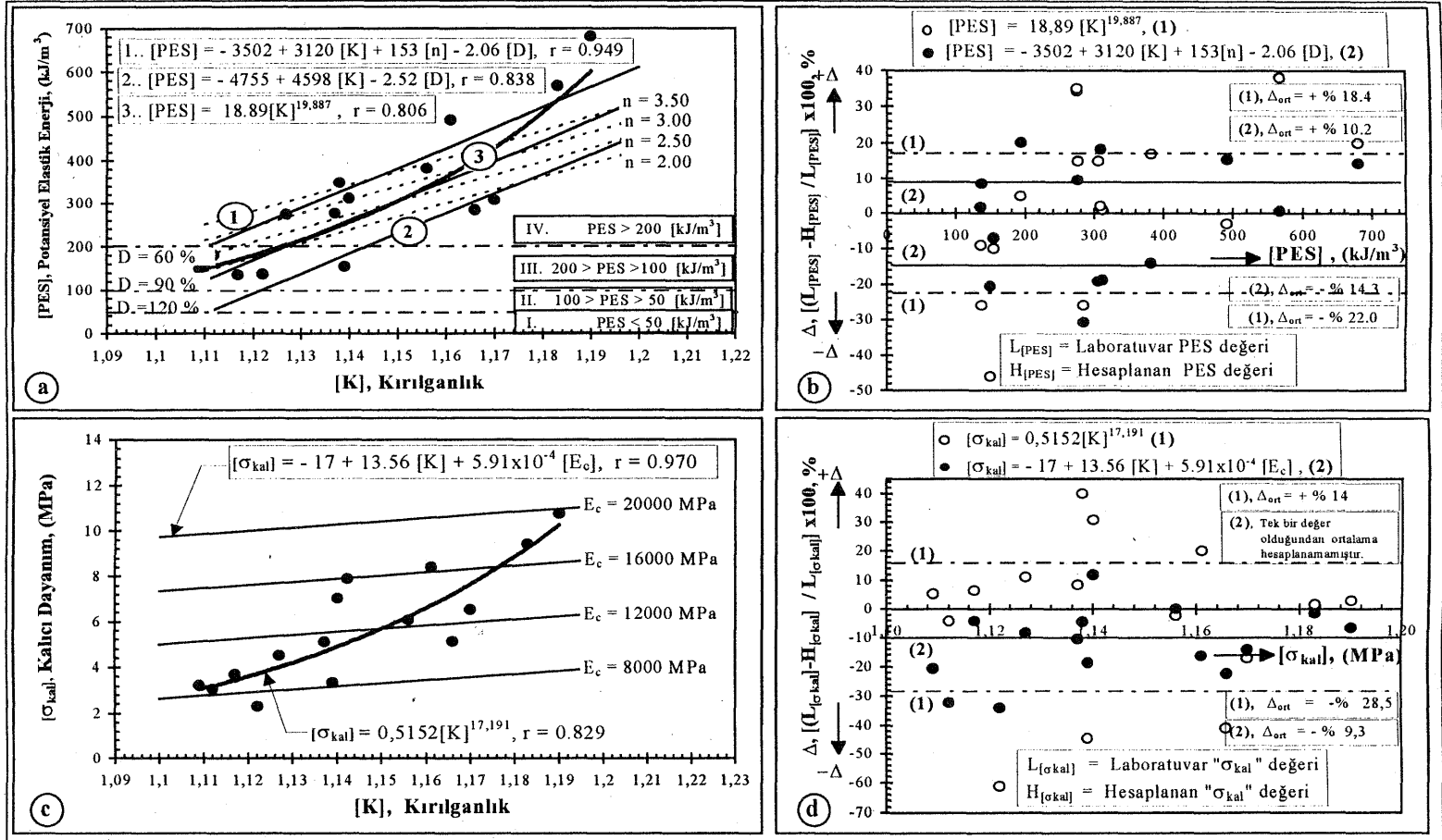
- Toplam 40 adet kumtaşı verisi için " $\sigma_{kal} - \sigma_c$ " ve " $\epsilon_o - \sigma_c$ " büyüklükleri arasında, korelasyon katsayıları $r = 0.814$ (a) ile $r = 0.833$ (c) olan regresyon bağıntıları elde edilmiştir. Ancak, yukarıda anılan aynı büyüklükler arasında ve silttaşı - çamurtaşı bazında benzer ilintinin elde edilememesi, dikkat çekicidir. Bu durum ise, silttaşı ve çamurtaşı gibi tortul kökenli kayaçların, bünyelerinde sertleşmiş kil ve silt bulundurmalarından ötürü daha plastik bir yapıya sahip olmaları ve sözkonusu bu kayaçların, bu tür özellikleri ile kırılma öncesi - sonrasındaki “gerilme - deformasyon” eğrisi mekanik büyüklükleri üzerinde, belirgin “dalgalanmalara” neden olan “kararsız yapısal davranışlar” ortaya koymaları ile açıklanabilir (Şekil 2) (Tokgöz, 1997, 1998).

- Yine aynı yöntem ile araştırılan birim deformasyon eğrisi temel mekanik özelliklerinden " E_c " (elastisite modülü), " ϵ_o " (birim deformasyon) ve " σ_{kal} " (kalıcı dayanım) büyüklüklerin " σ_c " (tek eksenli basınç dayanımından) hareketle belirlenmesine çalışılmış, korelasyon katsayıları sırasıyla $r=0.984$, $r=0.893$, $r=0.972$ gibi oldukça anlamlı sayılabilecek pozitif korelasyonlu bağıntılar elde edilmiştir. Diğer bir anlatımla, kumtaşının artan basınç dayanım değerlerindeki artışa paralel olarak (50 - 168 MPa), " E_c " (10000 - 25000 MPa), " ϵ_o " (10 - 15 ‰) ve " σ_{kal} " (2 - 14 MPa) değerleri de artmaktadır (Şekil 2. a, b, c). Aynı şekilden elde edilebilecek diğer önemli bir değerlendirme ise; kalıcı dayanım değerinin, oransal büyüklüklerden artan kırılma ve dinamik yenilme indeksi değerleriyle arttığı, süneklilik ile de azaldığıdır (Şekil 3. d, e, f).

- Dikkat edileceği üzere, PES büyüklüğü ile oransal büyüklükler arasında ayrı ayrı elde edilen regresyon eşitliklerinde, anılan bu büyüklük 100 - 700 kJ/m³ mertebelerinde değişmektedir. Değerlendirmeye alınan bu kumtaşı verileri yeraltı açıklıklarında olası kaya patlamalarına karşı, "büyük derecede" kaya duyarlılığı (200 > PES > 100 kJ/m³) ile "aşırı derecede" (PES > 200 kJ/m³) kaya duyarlılığına işaret etmektedir (Şekil 4 a, b, c).

- Kırılma (K) büyüklüğünden hareketle PES değerinin kestirimine, "dinamik yenilme indeksi" (n) ile "süneklilik" (D) de dahil edildiğinde, sözkonusu bu büyüklükler arasında daha anlamlı bir ilişkinin varlığı, diğer bir anlatımla; daha iyi kestirim gücüne sahip bir regresyon eşitliği elde edilmesi dikkat çekicidir. Nitekim, tek ve çok değişkenli regresyon eşitliklerinin korelasyon katsayısı düzeyi de (sırasıyla $r=0.806$, $r = 0.949$), keza bunu doğrulamaktadır. Benzer araştırma, " σ_{kal} " büyüklüğünün "K" değerinden hareketle kestirimine, " E_c " büyüklüğü dahil edildiğinde, yine korelasyon katsayılarında belirgin olarak bir artış gözlenmektedir ($r = 0.829$, $r = 0.970$). (Şekil 5.b)

- Ayrıca, "PES - K" ve " $\sigma_{kal} - K$ " arasında denenen basit ve çoklu regresyon bağıntıları birlikte değerlendirildiğinde, tek değişkenli bağıntıların çok değişkenli bağıntılara göre daha iyi kestirim gücüne sahip olduğu sapma değerleri:



Şekil 5. PES = f(K,n, D) (a) ile $\sigma_{kal} = f(K, E_c)$ (c) çoklu - basit ve en yüksek korelasyonlu regresyon bağıntıları ile bunların kestirim gücünün saptanmasına yönelik olarak "hesaplanan-laboratuvar" "PES" (b) ve " σ_{kal} " (d) değerleri arasındaki değişim mertebeleri.

$$\begin{aligned}
\text{"PES} = f(K)" & \rightarrow \Delta = + \% 18.4 , - \% 22 \\
\text{"PES} = f(K, n, D)" & \rightarrow \Delta = + \% 10.2 , - \% 14.3 \\
\text{"}\sigma_{kal} = f(K)" & \rightarrow \Delta = + \% 14 , - \% 28.5 \\
\text{"}\sigma_{kal} = f(K, E_c)" & \rightarrow \Delta = - \% 9.3
\end{aligned}$$

olan bağıntılardan da açıkça görülmektedir (Şekil 5 b, d ve Çizelge 2).

4. SONUÇLAR

Bu çalışma genelinde elde edilen başlıca önemli sonuçlar şöyle özetlenebilir:

- Kumtaşının laboratuvar analiz verilerine göre yapılan değerlendirmeler göstermiştir ki; kayaç, yüksek düzeyde elastisite modülü ile birim deformasyon (birim şekil değiştirme) büyüklükleri içerdiğinde, yüksek mertebede potansiyel elastik deformasyon enerjisine (PES) sahip olmaktadır. Nitekim, bu çalışmada değerlendirmeye alınan kumtaşı formasyonu, “PES” sınıflamasında yüksek mertebeler ($PES > 200 \text{ kJ/m}^3$) içinde yer almıştır. Bu durum ise, olası kaya patlaması riskine işaret etmektedir (Şekil 4).

- Artan “kırılgenlik” (K) ile “dinamik yenilme indeksi” (n) yanında, azalan “süneklik” (D) gibi oransal büyüklüklerden hareketle PES değerinin kestirim gücü ($r = 0.949$ ve $\Delta = + \% 10.2 , - \% 14.3$), yalnızca bir tek oransal büyüklüğün “K”nın dikkate alınmasıyla elde edilen PES değerinin kestirim gücüne ($r = 0.806$ ve $\Delta = + \% 18.4 , - \% 22$) göre daha iyi sonuç vermektedir (Şekil 5 a, b). Diğer bir anlatımla, kayacın patlamaya karşı olan duyarlılığının kestiriminde “K”, “n” ve “D” gibi oransal büyüklüklerin birlikte değerlendirilme gerekliliği kaçınılmazdır.

- Ayrıca, “ σ_{kal} ” büyüklüğünün yine yukarıdaki benzer şekilde ve aynı yöntemle, “K” değerinden hareketle kestirimine, “ E_c ” büyüklüğü dahil edildiğinde, korelasyon katsayılarında yaklaşık %15'lere ulaşan belirgin bir iyileşme dikkat çekicidir ($r = 0.829 , r = 0.970$) (Şekil 5 c,d).

- Diğer bir deyişle, kaya patlamasına duyarlı sözkonusu bu büyüklükler arasında daha anlamlı bir ilişkinin varlığı, diğer bir anlatımla; daha iyi kestirim gücüne sahip bir regresyon eşitliği elde edilmesi dikkat çekicidir. Nitekim, tek ve çok değişkenli regresyon eşitliklerinin korelasyon katsayısı düzeyi de (sırasıyla $r=0.806 , r = 0.949$), keza bunu doğrulamaktadır. Benzer araştırma, “ σ_{kal} ” büyüklüğünün “K” değerinden hareketle kestirimine, “ E_c ” büyüklüğü dahil edildiğinde, yine korelasyon katsayılarında belirgin olarak bir artış gözlenmektedir ($r = 0.829 , r = 0.970$).

- Gerek tüneller, gerekse derin yeraltı madencilik şartlarında (kömür - metal) inşa edilecek yeraltı mühendislik yapılarında masif, sert ve yüksek gerilme - deformasyon mertebeleri içeren kayaçların, diğer bir anlatımla; yeraltında olası kaya patlama

tehlikesine karşı büyük ölçüde duyarlı kayaçların, daha emniyetli bir kazı işleminin tasarımında bu tür çalışmalar daha da detaylandırılmalı, özellikle bu konuda ileri sürülen gerilme - deformasyon eğrilerinin tanımladığı "enerji kavramları" üzerinde titizlikle durulmalıdır.

TEŞEKKÜR

Bildirinin yazarları, sözkonusu bu çalışmanın bir araştırma bursu (Şubat, 1997 - Mayıs, 1997) çerçevesinde gerçekleştirilmesine yönelik olarak, gösterdikleri yakın ilgi ve yardımlardan ötürü, Polonya'nın Krakow şehrindeki, Madencilik ve Metalurji Üniversitesi, Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölüm Başkanı Sayın Prof. Dr. Müh. Henry FILCEK'e, danışman ve Jeomekanik ve Jeoteknik Anabilim Dalı Öğretim Üyesi Sayın Prof. Dr. Müh. Danuta KRZYSZTON'a ve Polonya'nın Katowice şehrindeki, Merkez Madencilik Enstitüsü Jeomekanik ve Jeoteknik Bölüm Sorumlusu Sayın Dr. Müh. Jerzy SMOLKA'ya ve ilgili birimdeki tüm elemanlara, en derin teşekkürlerini sunar.

KAYNAKLAR

- Bukowska, M. (1996) The influence of rock strain rates on the indexes of susceptibility to bumps. Katowice, Poland, (in Polish - unpublished).
- Krzyszton, D. (1996) Analysis of parameters determining the susceptibility of rock to bumps. *Seminoria notes*, Poland, 30 p.
- Tokgöz, N. (1997) Coal bumps in underground deep mining conditions. Researching Report, *University of Mining and Metallurgy, Faculty of Mining, Dept. of Geomechanics and Geotechnics*, Cracow-Poland, 35 p. (unpublished)
- Tokgöz, N. (1998) Yeraltı kömür madenlerindeki olası kaya patlama tehlikelerinin yerinde ve laboratuvar çalışmalarıyla saptanması. *Türkiye 11. Kömür Kongresi Bildiriler Kitabı*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Zonguldak Şubesi, 10 -12 Haziran, Zonguldak.

BAZI KAYAÇLARIN DİNAMİK VE STATİK ELASTİK MODÜLLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

COMPARISON OF STATIC AND DYNAMIC MODULUS OF SOME ROCKS

Cemal BALCI, İ.T.Ü Maden Fak. Maden Müh. Böl., 80626 Maslak/İstanbul

Sina AVŞAR, Okan ÖZBAKIR İ.T.Ü, Maden Fak. Maden Müh. Böl., 80626 Maslak/İstanbul

ÖZET

Gerek inşaat gerekse de madencilik sektöründe kaya yapılarının tasarımı ve kazılabilirlik kriterlerinin saptanmasında kayaçlardaki P , S_1 , ve S_2 dalga hızları önemli bir yer tutmaktadır. Bu özellikler kayacın porozitesine, yoğunluğuna, tane ebadı ve şekline, mikro çatlaklara, anizotropi ve jeolojik süreksizliklere, çimentolanma derecesi ve doğal neme oldukça bağlıdır. Bu çalışmada İstanbul Melen Büyük İçmesuyu Projesi hattından alınan birçok kireçtaşı, kumtaşı, diyabaz, konglomera ve çamurtaşı üzerinde laboratuvar ve Uluslararası Kaya Mekaniği Derneğinin Standartlarında P , S_1 , ve S_2 dalgaları ölçülmüştür. Bu değerleri etkileyen faktörler ele alınmış, elde edilen dinamik modül değerleri statik modül değerleriyle karşılaştırılmış ve aralarındaki ilişkiler kayaçların değişik özellikleri gözönüne alınarak irdelenmiştir.

ABSTRACT

The velocity of P , S_1 and S_2 waves plays an important role in determining the cuttability of rocks and the design parameters of underground structures of civil and mining engineering projects. These values are closely related to the porosity, density, shape and grain size, micro fractures, anisotropy, geological discontinuities, cementation degree and natural moisture content of the rock formations. In this research project the P , S_1 and S_2 values are measured according to Standards of the Society for International Rock Mechanics on the limestone, sandstone, diabase, conglomerata and mudstone samples collected from the construction line of Istanbul Melen Water project. The laboratory facilities of NATO-TU Excavation project were used for this research study. The factors effecting P , S_1 and S_2 values are investigated and dynamic and static modulus values are compared regarding to different rock properties.

1. GİRİŞ

P, S₁ ve S₂ dalgaları; maden yataklarının aranmasında, madencilik faaliyetlerinde, ön araştırmalarda, kaya niteliğinin saptanmasında ve diğer mühendislik uygulamalarında giderek artan bir önemde kullanılmaktadır. Bu tekniği kullanarak yapılan çalışmalardan birkaç örnek aşağıda sıralanmıştır. " Gladwin ve Stacey, ve Gladwin Avustralya yeraltı bakır madenindeki topukların davranışını tahmin etmek için, Sjogren sismik hıza bağlı olarak kaya mekaniği parametrelerinden çatlak sıklığı ve kaya kütlesi kalitesi (RQD) arasındaki korelasyonun belirlenmesi amacıyla kullanmışlardır. Statik ve dinamik elastik modül değerleri arasındaki ilişki Simmons ve Brace, Pulson ve King tarafından çalışılmıştır (King, 1983)."

2. DENEYLERİN YAPILIŞI

2.1 Numune Hazırlama

Numuneler İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Kaya Mekaniği Laboratuvarında standartlara uygun olarak çapı NX, boy/çap oranı 2 olan numuneler hazırlanmış ve her iki tarafı paralel olacak şekilde elmas uçlu testere kesme makinasında düzeltilmiştir. Bu numuneler üzerinde deneyler yapılmıştır. Numunelerin yoğunluk ve poroziteleri laboratuvarında ölçülmüştür.

2.2 Hız Ölçümü

Yeriçinde yayılan dalgalar boyuna ve enine dalgalar olmak üzere iki ana alt başlık altında gruplandırılabilir. Boyuna dalgalar genellikle P dalgası şeklinde ifade edilirler ve sıkışma yada ilk dalgalar olarak bilinirler. Bu dalgaların yayılımı sırasında kübik genleşme veya hacim değişikliği (deformasyon) olur. Boyuna dalgalarda sıkışma veya genleşmeyi temsil eden titreşim doğrultusu dalga yayılım doğrultusu ile aynıdır (Şekil 1). Dalga yayılımında hacim değişimiyle birlikte şekil değişimi de olur. Fakat bu şekil değişimi sırasında açılar değişmez, yani küp şeklindeki bir eleman dikdörtgen prizmaya dönüşür. P dalgaları ortamdaki en hızlı dalgalar olduğundan kayıtlarda en önce kaydedilirler P dalgasının hızı:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \text{ bağıntısı ile verilir. Burada,} \quad [1]$$

E_d : Dinamik elastik modül (MN/m²)

ν : Poisson oranı

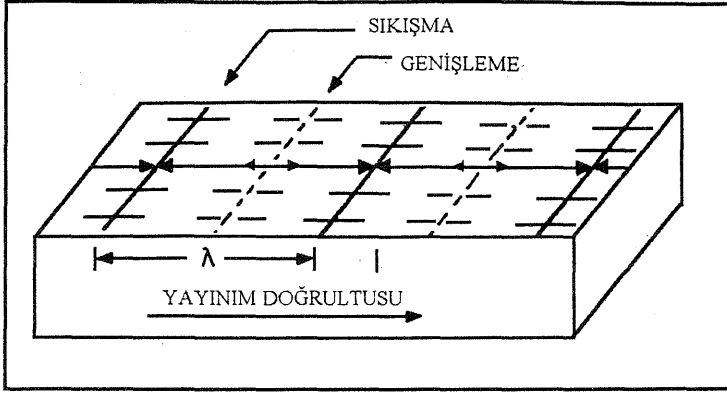
ρ : Yoğunluk (Kg/m³)

V : P dalgası hızı (Km/sn)

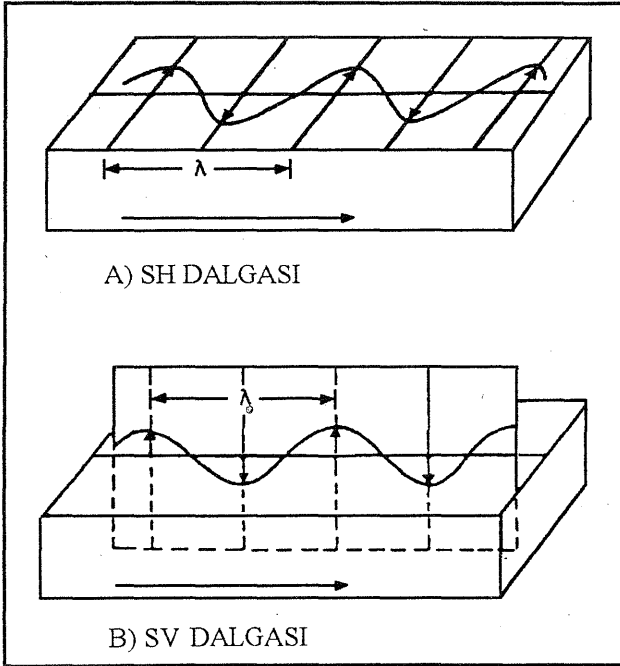
Enine dalgalar S şeklinde ifade edilirler ve enine dalgaların yayılımı sırasında elemanlarda şekil bozulmaları, yani açılarda değişim gözlenir. Bunun nedeni dalga yayılımında parçacıkların titreşim doğrultusunun, dalga yayılım doğrultusuna dik olmasındandır. S dalgalarının yayılımında enine olan parçacık salınımı yatay düzlem üzerinde ise dalga SH (S₁) adını alır, eğer parçacık hareketleri düşey düzlem üzerinde

kalıyorsa SV (S_2) dalgası olarak adlandırılırlar (Şekil 2). S dalgasının hızı;

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \text{ bağıntısı ile verilir.} \quad [2]$$



Şekil 1. P dalgası yayınımlı, (Us, 1993).



Şekil 2. Enine dalga yayınımlının yatay düzlem üzerindeki hareketi (A), düşey düzlem üzerindeki hareketi (B) (Us, 1993).

P ve S dalgalarının ölçümünde laboratuvar ölçeğinde kayaçlar için geliştirilmiş dijital göstergeli C. N. S. Elektronik Şirketi (London , U.K.) tarafından üretilen PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester) deney aleti kullanılmıştır. Bu deney aleti kısaca aşağıda belirtilen özelliklere sahiptir:

Sinyal tekrarlama frekansı : 40, 200 ve 200 pps, anahtar konumu ile seçilebilmektedir.
Sinyal genişliği : 0.5 ile 5 mikrosaniye arasında seçilebilmektedir.
Sinyal amplitüdü 30 ile 100 volt ve çıkış empedansı 50 ohmdur.
Geçiş zamanı ölçme aralığı: 3 dijital rakamla okunabilmekte ve 99.9 mikrosaniyedir.
Doğruluk : ± 0.1 mikrosaniye
Alıcı ve verici modları: P,S1 ve ortogonal S2 anahtar vasıtası ile aynı anda seçilebilmektedir.
Güç kaynağı: 120/240 volt. 50/60 Hz.

Numunenin arasına konulduğu P ve S dalgalarını alıcı ve verici iki adet hücre mevcuttur. Bu hücrelerin özellikleri ise aşağıdaki gibidir.

Nominal frekans P dalgası için : 50 kHz
S dalgası için : 50 kHz
Eksenel yükleme : 200 kN
Numune yüksekliği : NX 1:1 oranı için : 90 mm
NX 2:1 oranı için : 62.6 mm
Çap: 54.74 mm.
Ağırlık : 1.75 kg.
Malzeme : Sert çelik
Konnektör : BNC soket

Deneylerde sinyalleri görmek için çift kanallı dijital bir osiloskoptan yararlanılmaktadır.

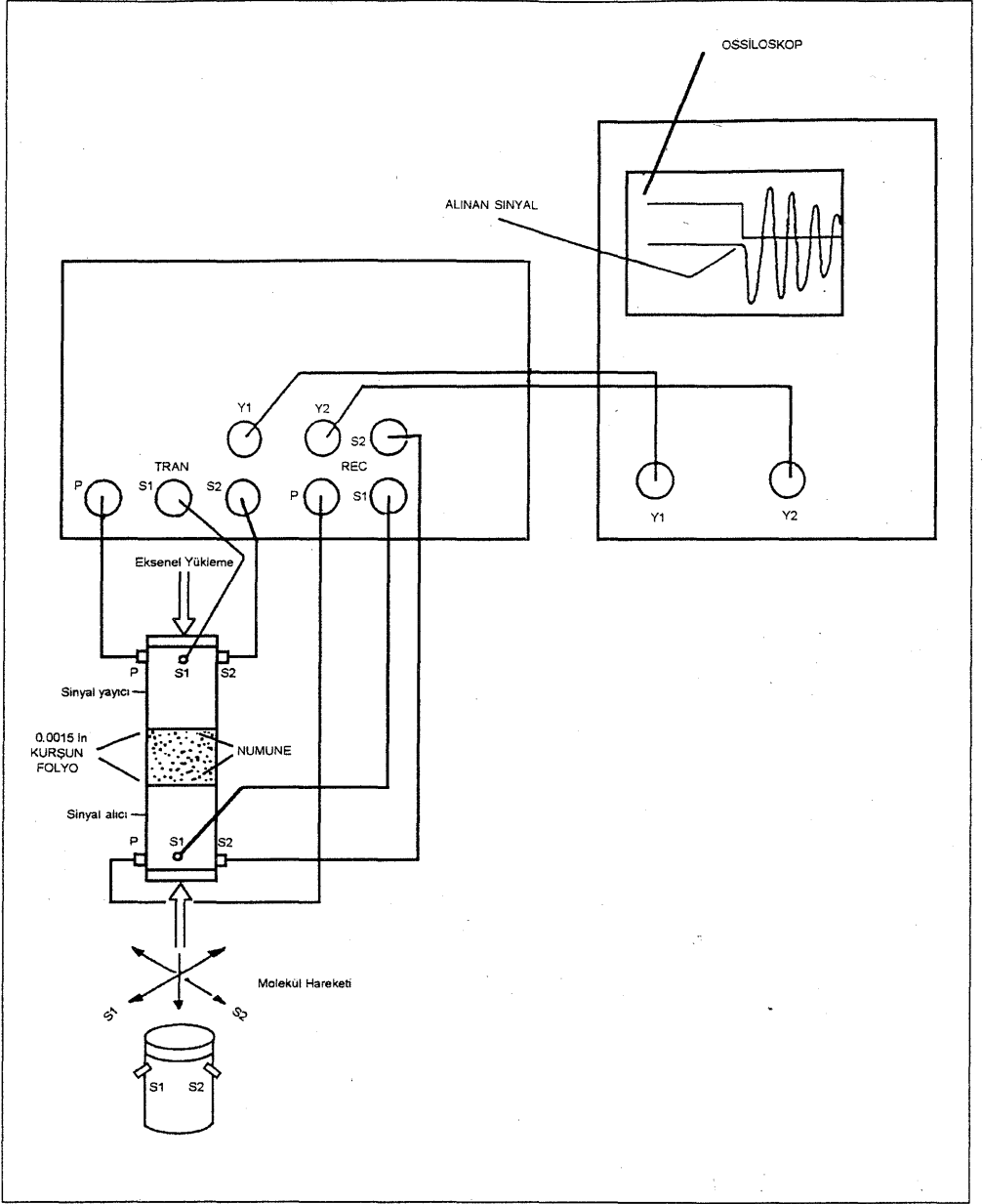
2.3 Statik Elastik Modül Değerlerinin Bulunması

Elastisite modülü ve Poisson oranının belirlenmesinde statik ve dinamik şartlarda 3.12 MN yükleme kapasiteli ve 52.5 MN/mm katılığa sahip elektro-hidrolik katı test makinası kullanılmıştır. Deneyler deformasyon kontrollü olarak yapılmış ve deformasyon hızı % 0.02 /dak. olarak alınmıştır. Deformasyonun belirlenmesi için iki adet eksenel ve bir adet radyal deformasyon ölçer (LVDT) kullanılmıştır. Bu deneylerde gerçek zamanlı olarak elde edilen yük - birim deformasyon grafiğinden ASTM D-3148 standartlarına uygun olacak şekilde ortalama elastisite modülü hesaplanmıştır.

2.4 Dinamik Elastik Modül Değerlerinin Bulunması

Deneylerde P ve S dalga hızlarını ölçmek için kullanılan sistemin blok diyagramı Şekil 3' de gösterilmiştir. Yukarıda belirtilen özelliklere sahip numuneler sinyal üreten alıcı ve vericinin arasına konulur. Kayaç ile sinyal üreticisinin arasına 0.0004 mm kalınlığında kurşun folyo konularak temas yüzeyinin daha sağlam olması sağlanır. BNC soketlere şekilde gösterilen kablolar bağlanır. Hazırlanan bu düzenek eksenel yükü sabit verebilen bir presin tablaları arasına konularak 200 kg'lık sabit yükle yüklenir. Çıkan sinyaller iki kanallı osiloskop yardımı ile izlenir. Hangi tip dalga hızı ölçülecekse

anahtar yardımı ile bu seçilir ve dalganın geçiş zamanı aralığı ile ayar yapılarak seçilen dalga hızının başlama noktasındaki geçiş zamanı dijital göstergeden okunur.



Şekil 3. P , S_1 ve S_2 dalga hızlarını ölçmek için kullanılan deney düzeneği.

2.5 Hesaplamaların Yapılışı

Numunenin içerisinde geçen dalganın hızı şu şekilde bulunur.

$$V_p = d \cdot t_p^{-1}$$

$$V_{s1,s2} = d \cdot t_s^{-1}$$

[3]

Burada d numunenin boyu (km), t ise sinyalin geçiş hızı (sn) dır. Daha sonra aşığıdaki formül yardımı ile dinamik elastisite modül değeri hesap edilir (CNS Electronics Manual).

$$E_d = \rho V^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \text{ burada;}$$

[4]

E_d : Dinamik elastik modül (MN/m²)

ν : Poisson oranı

ρ : Yoğunluk (Kg/m³)

V : P dalgası hızı (Km/sn)

3. DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

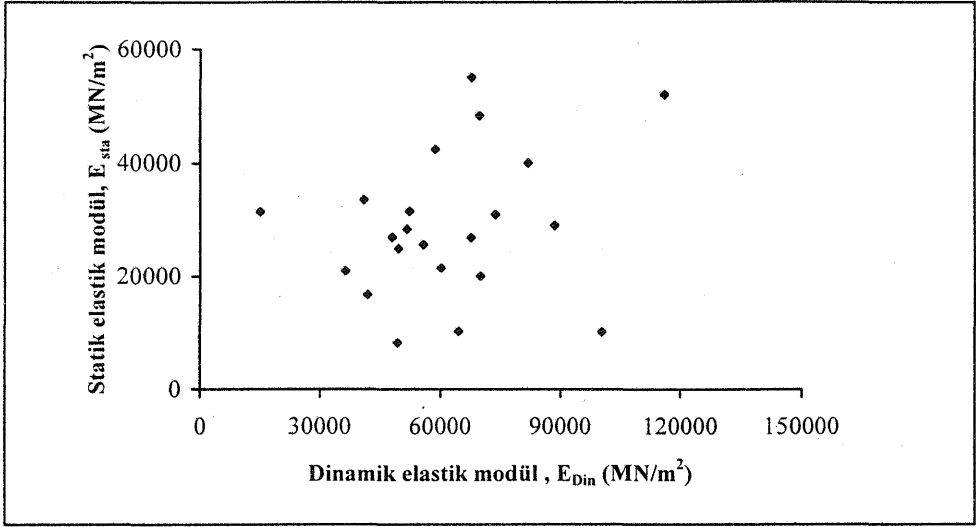
22 adet değişik kayaç numunesi üzerinde yapılan deneylerin sonuçları Çizelge 1' de verilmiştir.

Çizelge 1.Deneylerin toplu sonuçları.

Nunume No	ρ (gr/cm ³)	ν	Vp (km/sn)	Vs ₁ (km/sn)	Vs ₂ (km/sn)	E _{din} (MN/m ²)	E _{sta} (MN/m ²)	Numune Tipi
1	2.64	0.39	5.56	3.86	5.00	40913.0	33600.0	Diyabaz
2	2.80	0.38	6.10	3.88	3.60	55656.6	25700.0	Diyabaz
3	2.75	0.37	6.71	3.53	3.66	70005.3	20100.0	Diyabaz
4	2.90	0.26	6.99	4.08	4.48	116043.2	52000.0	Diyabaz
5	2.83	0.23	6.42	5.22	5.60	100428.9	10200.0	Diyabaz
6	2.60	0.41	6.79	6.03	3.46	51564.7	28400.0	Kireçtaşı
7	2.63	0.32	5.19	3.76	3.66	49506.0	25000.0	Kireçtaşı
8	2.77	0.26	4.80	2.74	3.78	52160.6	31600.0	Kireçtaşı
9	2.75	0.33	6.64	4.12	4.33	81862.0	40000.0	Kireçtaşı
10	2.69	0.28	5.28	4.03	3.57	58647.8	42400.0	Kireçtaşı
11	2.70	0.35	5.98	3.85	4.10	60103.3	21600.0	Kireçtaşı
12	2.66	0.21	5.35	4.34	3.70	67681.0	26900.0	Kireçtaşı
13	2.73	0.36	5.43	5.26	4.14	47893.8	27000.0	Sleyt
14	2.60	0.42	3.86	2.06	2.36	15175.0	31500.0	Kumtaşı
15	2.67	0.40	5.40	3.53	3.38	36333.4	21000.0	Kumtaşı
16	2.67	0.35	6.23	4.03	3.41	64569.7	10300.0	çamurtaşı
17	2.30	0.30	5.38	3.73	3.56	49346.1	8250.0	çamurtaşı
18	2.64	0.21	5.37	3.97	3.86	67698.1	55000.0	Konglomera
19	2.72	0.22	5.41	4.62	4.09	69832.1	48300.0	çamurtaşı
20	2.69	0.27	5.85	5.21	5.00	73717.4	31000.0	çamurtaşı
21	2.75	0.23	6.11	4.26	3.83	88470.9	29000.0	çamurtaşı
22	2.72	0.32	4.69	3.06	3.05	41799.2	16800.0	amurtaşı

3.1 Statik ve Dinamik Elastisite Modül Değerlerinin Karşılaştırılması

Çizelge 1' den de görüldüğü gibi statik elastik modül değerleri dinamik elastik modül değerlerinden küçüktür. Yapılan deneylerin statik ve dinamik elastisite modül değerleri Şekil 4'de toplu olarak gösterilmiştir. Dinamik elastisite modül değerleri ile statik elastik modül değerleri arasındaki oran geniş bir yelpaze içerisinde değişim göstermektedir. E_{Din}/E_{Sta} oranı yapılan 22 deneyde bu kayalar için 1 ile 10 arasındadır. Burada kireçtaşı, diyabaz, kumtaşı ve çamurtaşı örnekleri bir arada incelendiğinde anlamlı bir ilişki çıkarılamamaktadır. Bu yüzden kayalar kendi aralarında incelenmiş ve aralarında ilişki aranmıştır (Şekil 5, 6, 7).



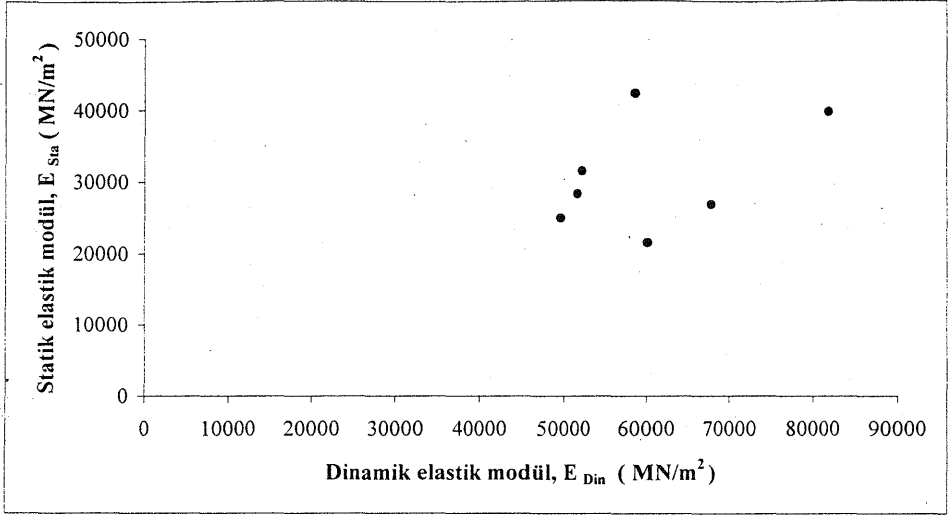
Şekil 4. Statik ve dinamik elastisite modül değerlerinin toplu grafiği.

E_{Din}/E_{Sta} oranı kayaların yapısal ve petrografik özelliklerine bağlı olarak değişim göstermektedir. Kireçtaşı numuneleri üzerinde yapılan deneylerde bu oran 1.4 ile 2.8 arasındadır. Diyabaz numuneleri için bu oran 1.2 - 3.5 arasında bir değişim göstermektedir. 5 numaralı diyabaz numunesi için bu oran 9.8 mertebesinde dir. Bu numunede gözle görülür ince taneler mevcuttur ve yer yer boyuna mikro çatlaklar gözükmemektedir. Kumtaşı ve çamurtaşı numuneleri kendi aralarında bir sınıflamaya tabi tutulduğunda E_{Din}/E_{Sta} 1.4 - 6 arasında çıkmaktadır.

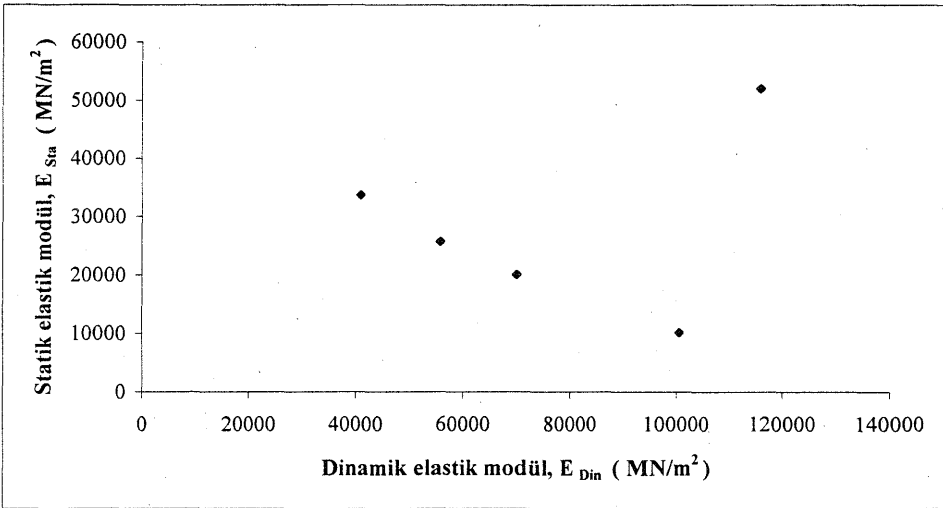
3.2 S_1 ve S_2 Dalga Hızlarının Değerlendirilmesi

S_1 ve S_2 dalga hızlarının oranı bize kayacın anizotropisi hakkında bilgi vermektedir. Bu oran 1'e ne kadar yakın ise kayacın o kadar izotrop bir davranış göstermektedir. 1 numaralı kayacın diyabaz örneğidir ve S_1/S_2 oranı 0.77 dir. Bu kayacın gözle görülür kalsit damarları içermekte ve anizotrop bir özellik göstermektedir. 6 ve 8 numaralı kireçtaşı

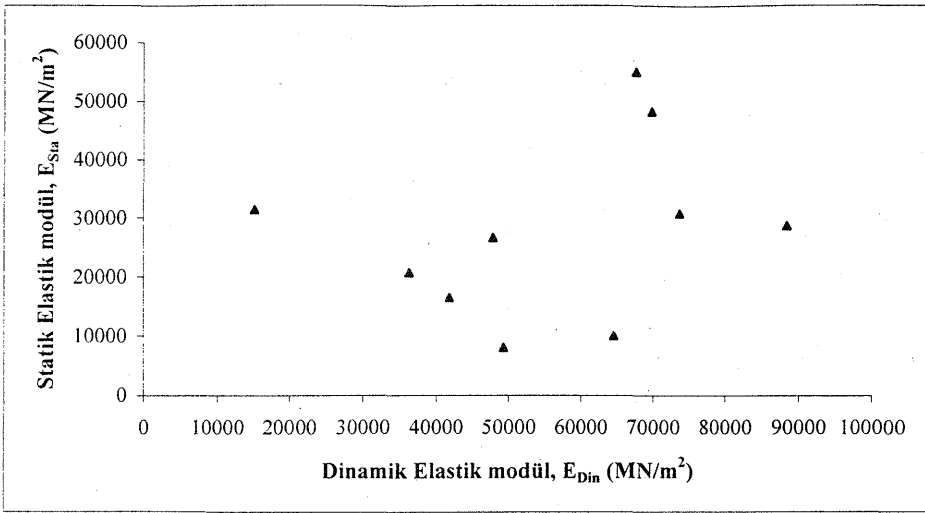
numunelerinde de benzer şekilde S_1/S_2 oranı 1.74 ve 0.72 dir ve anizotrop bir davranış göstermektedir (Şekil 8.)



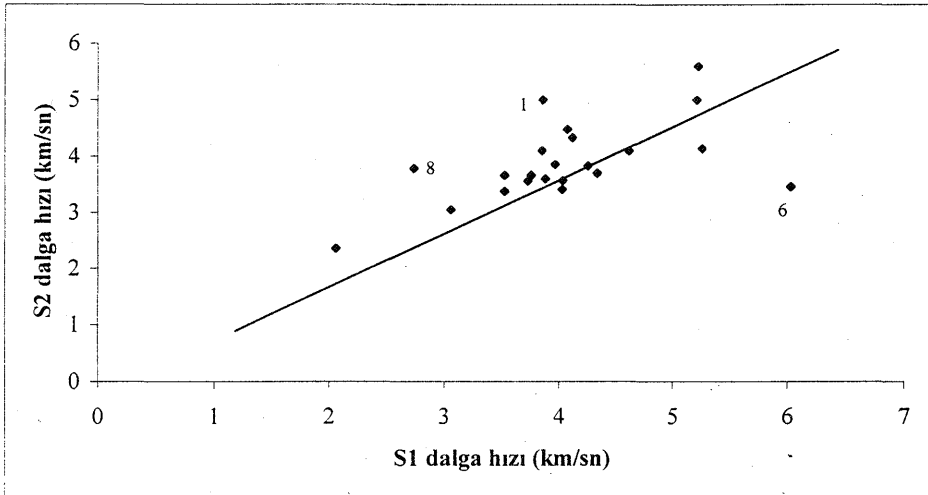
Şekil 5. Kireçtaşı numunelerinin kendi aralarındaki ilişkisi.



Şekil 6. Diyabaz numunelerinin kendi aralarındaki ilişkisi.



Şekil 7. Kumtaşı ve çamurtaşı numunelerinin kendi aralarındaki ilişkisi.



Şekil 8. S_1 ve S_2 dalgaları arasındaki ilişki.

4. SONUÇLAR

İstanbul Melen Büyük İçmesuyu Projesi hattından alınan 22 adet kireçtaşı, kumtaşı, diyabaz, konglomera ve çamurtaşı örneği üzerinde laboratuarda statik elastisite modülleri, P , S_1 , ve S_2 dalga hızları ölçülmüştür. Bulunan dinamik ve statik elastisite modül değerleri karşılaştırılmıştır. Dinamik/statik elastisite modül değerleri oranı ortalama olarak kireçtaşı numuneleri için 2, diyabaz numuneleri için 2.7 ve kumtaşı ile çamurtaşı numuneleri için ise de 2.2 civarındadır. Bu oranların değişik bir aralıkta

çıkmasının ana nedeni numunelerin, farklı tane ebadına, değişik çatlak düzlemlerine sahip olmasındandır.

Bu değerler madencilikte özellikle kazılabilirlik kriterlerinin saptanmasında, açık işletmecilikte sökülebilirlik parametrelerinin belirlenebilmesinde önemli bir yer tutmaktadır.

TEŞEKKÜR

Deneylerde kullanılan deney düzenekleri, NATO-TU Excavation projesi çerçevesinde tasarımılandırılmış ve kurulmuştur. Bu imkanı bize sağlayan NATO Science for Stability program yöneticilerine teşekkürü borç biliriz.

KAYNAKLAR

CNS Electronics Ltd, Pundit6 portable ultrasonic non-destructive digital indicating tester, *operating manual*, London.

King, M.S., (1983) Static and dynamic elastic properties of rocks from the Canadian shield. *Int.J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.20, No.5, pp. 237-241.

Us, E., (1993) *Sismik yöntemler ve yorumlamaya giriş*, TMMOB Jeofizik Mühendisleri Odası.

KAYAÇLARDA ÇATLAK GELİŞİMLERİNİN VE KIRILMAYA OLAN ETKİSİNİN İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF CRACK PROPOGATION IN ROCKS AND ITS EFFECT ON FAILURE

Raşit ALTINDAĞ, Süleyman Demirel Üniv., Müh. Mim.Fak.,32260 Isparta

ÖZET

Bu çalışmada, kayaçların kırılmaya karşı olan yatkınlıklarının belirlenmesine çalışılmıştır. Bu amaçla, çeşitli kayaçlardan alınan karot numunelerinden boy/çap (L/D) oranı 0,5 olan disk şeklinde deney numuneleri hazırlanmıştır. Hazırlanan bu numuneler üzerinde, Brazilian çekme deney düzenegindeki konumda pres altına konacak şekilde yükleme eksenine paralel ve numunenin kalınlığı boyunca dört farklı uzunlukta çentikler (kanal) oluşturulmuştur. Farklı çentik boylarına karşılık gelen kırılma yük ilişkileri grafiksel olarak incelenmiş ve doğrusal bir ilişkinin varlığı belirlenmiştir. Söz konusu doğruların eğim değerlerinin, kayaçların kırılmaya karşı yatkınlık durumlarının ve çatlak gelişim hızlarının bir göstergesi olarak tanımlanabilirliği üzerinde durulmuştur.

ABSTRACT

In this study, the fracturability of rocks are investigated by taking samples with Brazilian disc from various types of rocks. These Brazilian disc samples are cut with length/diameter ratio of 0,5 from cores. Before applying the load, 4 notches with different length were cut along length axis of the samples. A linear relationship is obtained between applied load and notch length. The slope values are used to define fracturability by comparing them with mechanical properties. The usability of the slope values was investigated as an indication of the crack growth in rock.

1. GİRİŞ

Kayaçlarda çatlak gelişimi, çatlağın uç tarafındaki mikroçatlakların yayılımıyla karakterize edilmiştir. Bu bölge kırılma işlem zonu (fracture process zone) olarak adlandırılmaktadır (Labuz vd, 1985). Bu bölgedeki gerilmelerin çekme gerilmesini aşmasıyla çatlak gelişimi gerçekleşmektedir. Çatlak gelişiminin incelenmesinde çatlak-çatlak ve çatlak-gözeneklilik etkileşimleri ve ilişkileri farklı kayaçlar için araştırılmıştır (Kranz, 1979). Çatlak gelişimi ile ilgili olarak çeşitli teoriler literatürde detaylı olarak yer aldığından (Cotterell, 1965) burada bu teorilere değinilmeyecektir.

Kayaçlardaki çatlak gelişimleri kayaçın kökeni, kristal yapısı, tane boyu, taneler arasındaki matriksin yapısı, mikro çatlaklık durumu, gözenekliliği ve gevrekliği gibi bir çok parametreye bağlı olarak farklılık göstermektedir. Kayaçta oluşan çatlağın gelişimine karşı kırılma direncini veya yeni yüzeyler oluşturmak için gerekli olan kırılma enerjisinin tüketim hızını ifade eden kırılma tokluğu (fracture toughness), çok farklı deney yöntemleri ile ölçülmektedir (Whittaker vd,1992). Kırılma tokluğunu belirlemek için Atkinson vd. (1982) 'nin hazırladığı deney yöntemine benzer Brazilian diskleri üzerinde yapay olarak farklı boylarda çentikler (notch) hazırlanmıştır. Deneyler bu disk şeklindeki numuneler üzerinde yapılmıştır.

Çeşitli malzemelerde, statik veya dinamik yükler altında mekanik veya sahip olduğu diğer özellikler gereği çatlak oluşumu ve yayılımının gelişimi aynı olmamaktadır. Bu nedenle, çatlak gelişimine bağlı olarak kayaçların kırılmaları gerçekleşmektedir. Çatlak yayılımı veya ilerlemesi yüksek olan kayaçlar çabuk kırılmakta ve kayaç yenilmektedir. Çatlak gelişimi, cam gibi gevrek malzemelerde çok hızla gerçekleşmektedir. Kayaçlarda oluşan çatlakların yayılım hızlarının birbirleri ile karşılaştırılmasının, kazı mekaniğinde kayaçların kazılabilirliği/delinebilirliği veya sökülebilirliği gibi kavramların daha iyi anlaşılmasını sağlayacağı varsayılmaktadır.

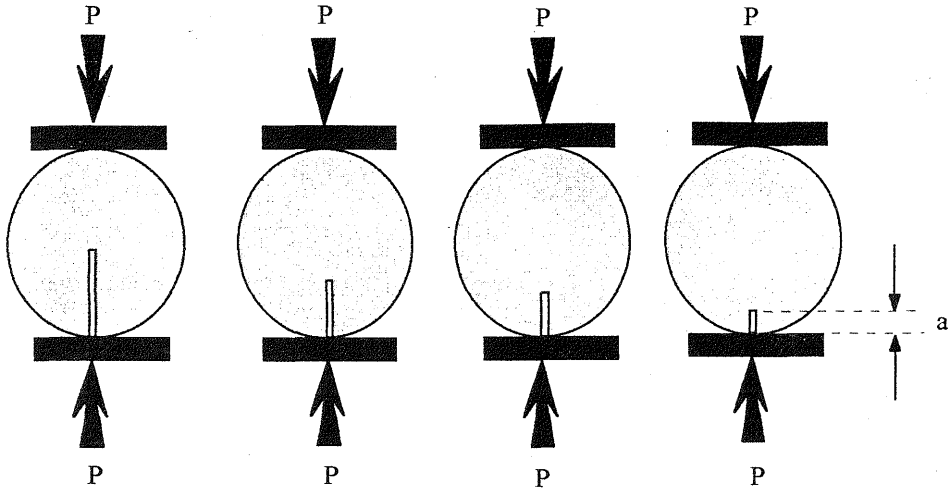
2. DENEYİN YAPILIŞI

Üzerinde çalışma yapılan 8 çeşit kayaçtaki çatlakların oluşumunun veya kayaçın kırılmaya olan yatkınlığının birbirleri arasında derecelendirilebilirliği düşünülerek, bir deney yöntemi hazırlanmıştır. Bu deneyde oluşturulan farklı boylardaki çentiklere sahip disk şeklindeki numunelerin yük altındaki kırılma değerleri ölçülerek her kayaç türünün davranışı belirlenmeye çalışılmıştır. Çentik boyu - kırılma yükü arasındaki ilişki grafikleri çizilerek bu grafiklerdeki eğrilerin eğimi, kayaçtan kayaça farklılık gösterip göstermediği araştırılmıştır. Bu eğri eğimlerinin kayaçın mekanik özellikleriyle olan ilişkileri irdelenmiştir.

Deneyler, metamorfik kökenli dört farklı mermer ve sedimanter kökenli dört farklı kireçtaşı olmak üzere sekiz çeşit kayaç üzerinde yapılmıştır. Deneye tabi tutulacak kayaçlardan NX karotiyeriyle 54,75 mm çaplı karotlar alınmış ve bu karotlardan boy/çap (L/D) oranı 0,5 olacak şekilde numuneler hazırlanmıştır. Disk şeklindeki bu numuneler üzerinde bir disk yardımıyla çapları doğrultusunda 3 mm kalınlığında ve yaklaşık 5 - 10 - 15 - 20 mm boyunda çentikler (yarıklar, a), oluşturulmuştur. Ayrıca, çekme dayanımı deney verileri de hesaplamalarda kullanılmıştır.

Hazırlanan bu deney numuneleri yük hassasiyetli bir presle, Şekil 1'de gösterildiği gibi yük uygulanarak kırılmıştır. Numune, çentik boyu yükleme eksenine paralel olacak şekilde prese

yerleştirilmiştir. Aynı çentik boyuna sahip aynı tür kayaçtan 3 örnek üzerinde deneyler tekrar edilerek elde edilen kırılma yüklerinin aritmetik ortalamaları alınmıştır.



Şekil 1. Hazırlanan deney numunelerinin şekli ve yükleme biçimi

Bu deneyin yanı sıra kayaçların RIHN, Shore Plastisite İndeksi (K) ve mekanik dayanımları belirlenmiştir. Kayaçların RIHN değerlerinin belirlenmesi amacıyla yapılan düzenekteki 2,1 kg ağırlığındaki kütlenin, 30,48 cm yükseklikten yaklaşık 10,23 cm³ hacmindeki numunenin üzerine düşürülmesiyle numune parçalanmaktadır. Ufalanana numune 0,5 mm açıklıklı elek ile elenmekte ve ilk numune hacminin % 25'nin geçtiği ana kadar numune üzerine kütle düşürme işlemine devam edilmektedir. Kütle düşürme sayısı - elek altına geçen malzemenin yüzde miktarı ilişki grafiği çizilerek numunenin % 25'nin geçtiği kütle düşürme sayısı o numunenin kayaç darbe sertlik sayısı (RIHN) olarak alınmaktadır. Her kayaçtan dört numune üzerinde yapılan deneylerin aritmetik ortalaması alınmıştır (Altındağ,1997).

Deney sonucunda elde edilen ufalanmış ürünün, $\sqrt[4]{2}$ ardaşık elek aralığı ile boyut analizi yapılmış ve " Harmonik Ortalama " yöntemiyle ufalanana malzemenin toplam yüzey alanı hesaplanmıştır. Bu yüzey alanının, numunesinin ağırlığına bölünmesiyle " Özgöl Yüzey Alanı, (ÖYA) " hesaplanmıştır. Harcanana enerjinin ufalanana malzemenin yüzey alanına bölünmesiyle de " Özgöl Yüzey Enerjisi, (ÖYE) " hesaplanmıştır.

Kayaçların elastik/plastik özelliklerinin belirlenmesinde kullanılan yöntemlerden biri olan Shore plastisite indeksi değerleri her kayaç için ayrı ayrı belirlenmiştir. Shore çekici ile kayaç yüzeyinde aynı noktadan alınan 20 okumadan, maksimum ölçüm değeri ve başlangıç ölçüm değeri farkının başlangıç değerine oranı Plastisite İndeksi (K) olarak tanımlanmıştır. Her kayaç yüzeyinden en az 3 farklı noktadan yapılan ölçümlerden elde edilen K değerlerinin aritmetik ortalaması o kayacın Plastisite indeksi olarak alınmıştır. Burada, yüksek K değerleri kayacın yüksek plastiklik özelliğine, diğer bir ifadeyle düşük elastiklik özelliğine sahip olduğuna işaret etmektedir.

3. DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRME

3.1. Kırılma Yüğü - Çentik Uzunluğu Arasındaki İlişkiler

Numunelerin çentik boyları ile kırılma yükü arasındaki ilişkiler grafiksel olarak Şekil 2 - 9 'da verilmiştir. Grafiklerden elde edilecek verilerin sağlıklı olması ve birbirleri ile karşılaştırılabilirlikleri açısından, grafikler aynı ölçekte çizilmiş ve eğrilerin eğimleri (α) bu şartlarda ölçülmüştür. Grafiklerden de görüldüğü gibi oluşturulan çentiklerin boyu arttıkça numunenin kırılma yükü σ_C lineer olarak azalma göstermektedir. Her kayaç için ayrı ayrı çizilen bu ilişkilerdeki eğri eğimleri kayacın yapısına bağlı olarak farklılık göstermektedir. İşte bu eğim değerleri kayaçların kırılma veya kırılmaya olan yatkınlığının bir göstergesi olarak kullanılabilirliği üzerinde durulmuştur.

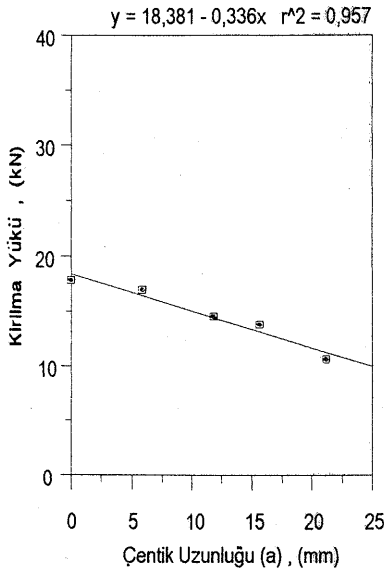
Çizelge 1. Kayaçların mekanik özellikleri

Kayaç No	Kayaç Türü	$\sigma_C \pm S.S.$ (MPa)	$\sigma_T \pm S.S.$ (MPa)	Gevreklik σ_C/σ_T	RIHN	Shore Plast. İndeksi (K)	Eğri Eğimi (Derece) (α)
1	Mermer, Muğla	54,12 $\pm$ 6,86	7,78 $\pm$ 0,25	6,956	28,4	0,518	17
2	Mermer, Milas	90,59 $\pm$ 4,32	10,30 $\pm$ 1,04	8,795	34	0,420	25
3	Mermer, Torbalı	72,94 $\pm$ 13,2	10,94 $\pm$ 0,90	6,667	30,7	0,330	31,5
4	Mermer, Muğla	36,57 $\pm$ 4,24	6,51 $\pm$ 0,74	5,618	22,9	0,620	13,5
5	Kireçtaşı, Isparta	65,09 $\pm$ 7,50	13,24 $\pm$ 2,05	4,916	39,9	0,380	31,5
6	Kireçtaşı, Isparta	81,18 $\pm$ 19,66	12,5 $\pm$ 2,17	6,494	45,8	0,359	45
7	Kireçtaşı, Isparta	74,72 $\pm$ 27,9	12,52 $\pm$ 1,41	5,967	42,5	0,345	37
8	Kireçtaşı, Korkuteli	66,76 $\pm$ 16,01	12,22 $\pm$ 0,73	5,463	41,5	0,481	34

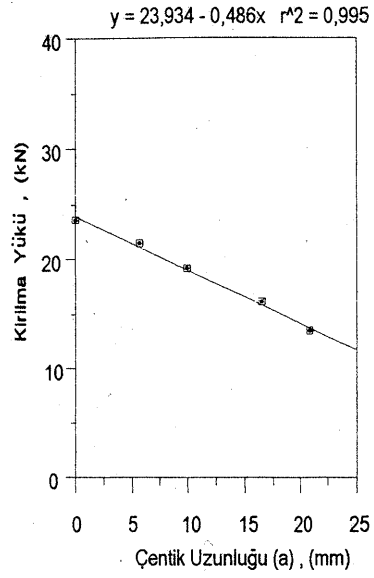
σ_C : Tek Eksenli Basınç Dayanımı

σ_T : Brazilian Çekme Dayanımı

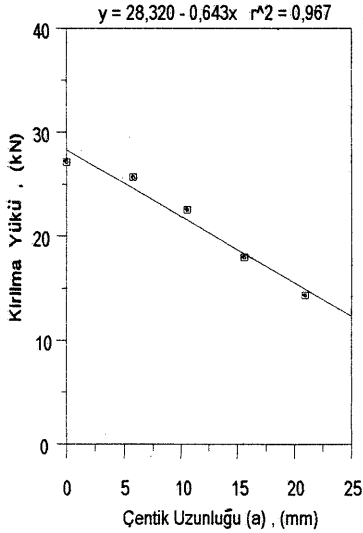
RIHN : Kayaç Darbe Sertlik Sayısı



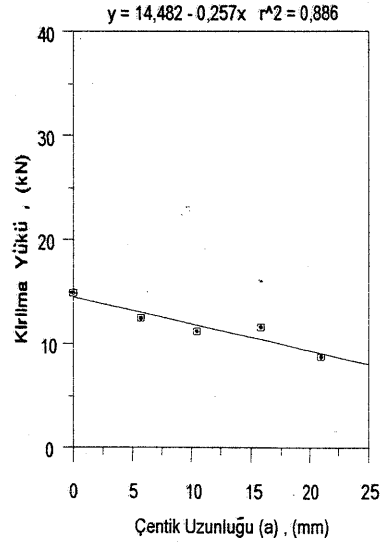
Şekil 2. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (1 no.'lu kayaç)



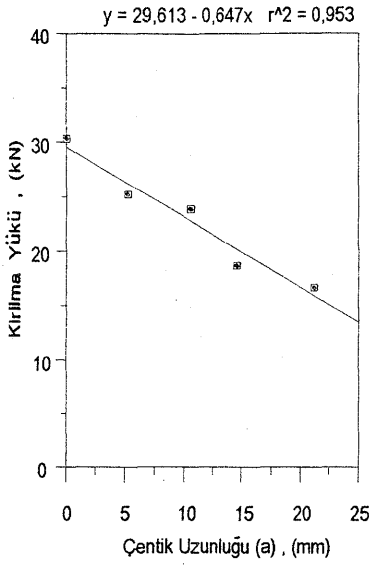
Şekil 3. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (2 no.'lu kayaç)



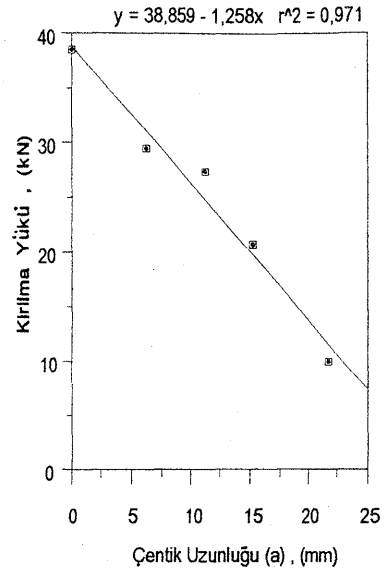
Şekil 4. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (3 no.'lu kayaç)



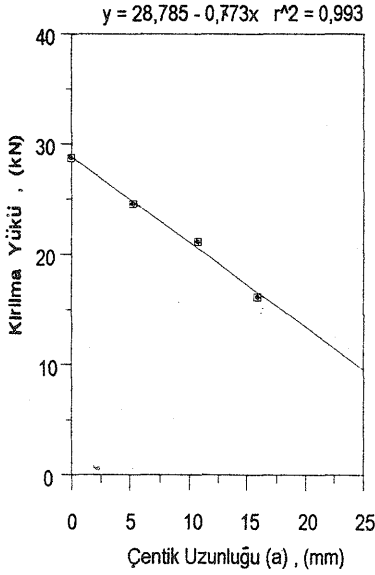
Şekil 5. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (4 no.'lu kayaç)



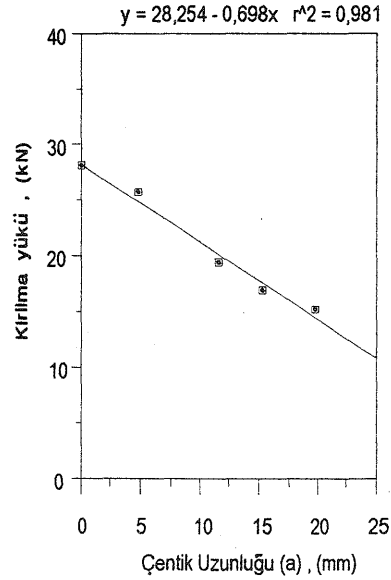
Şekil 6. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (5 no.'lu kayaç)



Şekil 7. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (6 no.'lu kayaç)



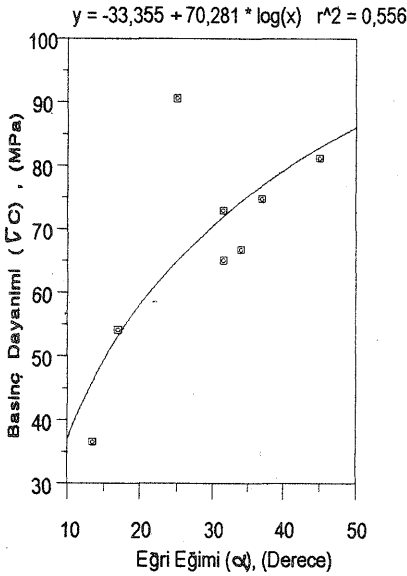
Şekil 8. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (7 no.'lu kayaç)



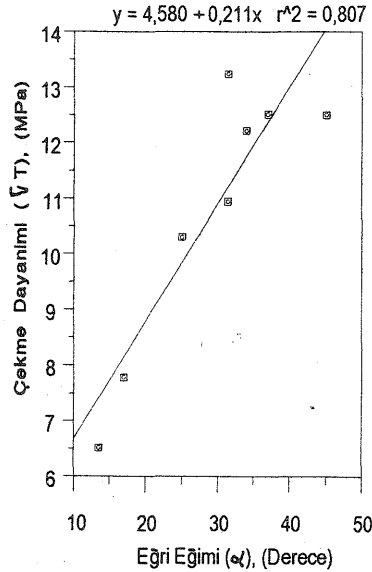
Şekil 9. Çentik uzunluğu ve kırılma yükü arasındaki ilişki (8 no.'lu kayaç)

3.2. Eğri Eğimleri ve Diğer Kayaç Özellikleri Arasındaki İlişkiler

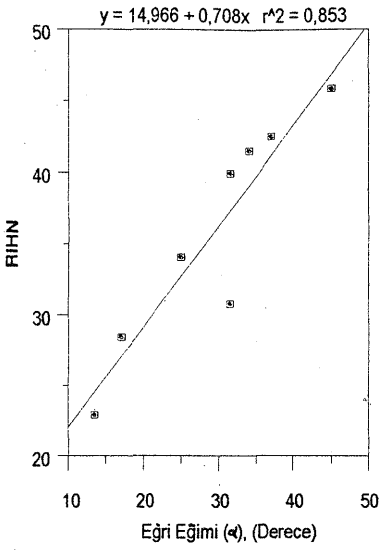
Kayaçların, elde edilen bu eğri eğimleri ile tek eksenli basınç dayanımları arasındaki ilişkiler incelendiğinde, $r^2 = 0,556$ korelasyon katsayılı logaritmik bir ilişkinin var olduğu belirlenmiştir (Şekil 10). 2 no.'lu kayacın verileri göz ardı edildiğinde bu ilişki daha yüksek korelasyon katsayılı bir ilişki olarak görülecektir. Kayacın çekme dayanımı ile α arasında da $r^2 = 0,807$ korelasyon katsayılı doğrusal bir ilişkinin var olduğu belirlenmiştir (Şekil 11). α değerleri ile RIHN değerleri arasında ilişkiler araştırıldığında, $r^2 = 0,853$ korelasyon katsayılı doğrusal bir ilişki elde edilmiştir (Şekil 12). α değerlerinin artması kayacın RIHN değerinin arttığına dolayısıyla mekanik dayanımının arttığına işaret etmektedir. RIHN değerini elde etmek için harcanan spesifik enerji (SE) ile α arasında da $r^2 = 0,845$ korelasyon katsayılı doğrusal bir ilişki mevcuttur (Şekil 13). Kayaçların basınç dayanımının çekme dayanımına oranı olarak tanımlanan (Hucka and Das, 1974) gevreklik değeri ile α arasındaki ilişki incelendiğinde anlamlı bir ilişki bulunmamaktadır (Şekil 15). Ancak, metamorfik ve sedimanter kökenli kayaçlar oluşum yapıları itibarıyla farklılık gösterdiğinden bunların bir arada değerlendirilmesi yerine ayrı ayrı olarak değerlendirildiğinde daha anlamlı ilişkiler görülmüştür (Şekil 16 - 17). Kayaçların gevreklik değerinin artmasıyla α değerlerinin de arttığı anlaşılmaktadır. Dolayısıyla, α değerlerinin artışı kayaçların gevreklik değerlerinin de arttığına işaret etmektedir.



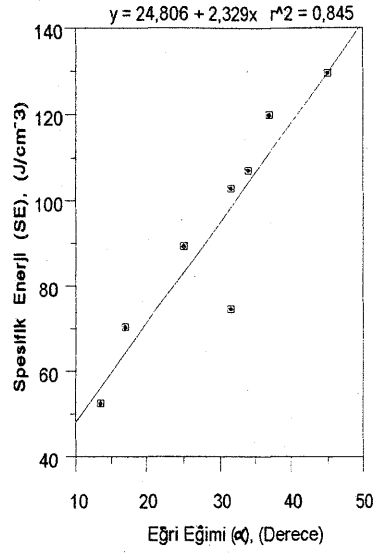
Şekil 10. α ile tek eksenli basınç dayanımı arasındaki ilişki



Şekil 11. α ile çekme dayanımı arasındaki ilişki

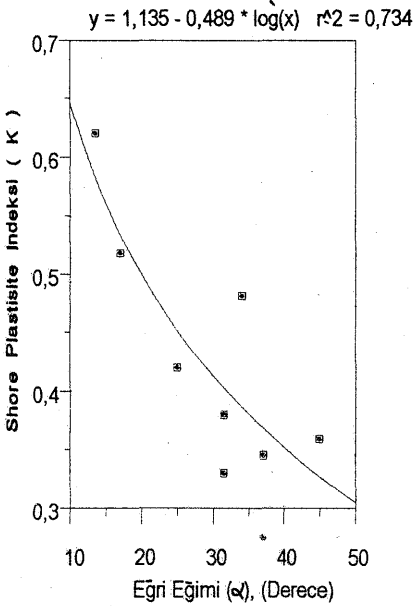


Şekil 12. α ile RIHN arasındaki ilişki

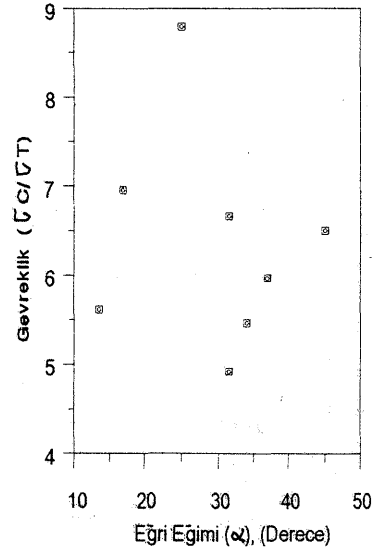


Şekil 13. α ile SE arasındaki ilişki

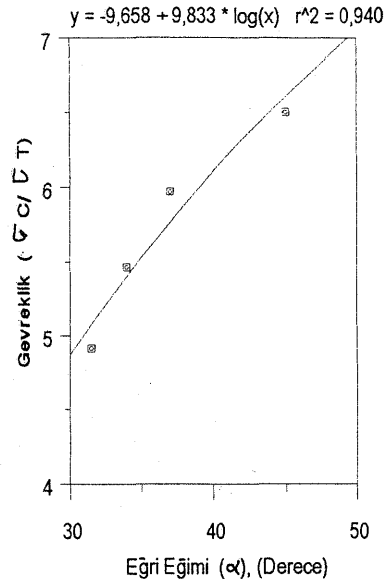
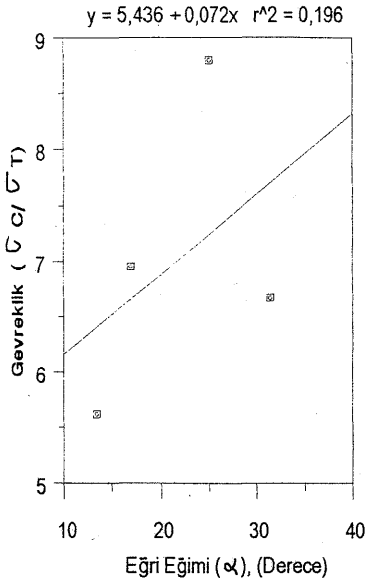
Kayacın Shore plastisite indeksi (K) değeri arttıkça yani plastiklik özelliği arttıkça α değerleri düşmektedir (Şekil 14). Diğer bir ifadeyle, kayaçların elastiklik özelliği arttıkça α değerleride logaritmik olarak artış göstermektedir.



Şekil 14. α ile Shore plastisite indeksi (K) arasındaki ilişki



Şekil 15. α ile gevreklik arasındaki ilişki



Şekil 16. α ile gevreklik arasındaki ilişki
(Mermerler için)

Şekil 17. α ile gevreklik arasındaki ilişki
(Kireçtaşları için)

4. SONUÇLAR

Kayaçların kırılmaya karşı yatkinlığının belirlenmesi amacıyla hazırlanan numunelerdeki centik uzunluğu ile kırılma yükü arasındaki ters bir ilişkinin varlığı belirlenmiştir. Bu eğrinin eğimi kayacın mekanik mukavemetinin bir göstergesi olarak görülmektedir. Eğrinin eğimi, kayacın mekanik mukavemetini gösteren tek eksenli basınç dayanımı ve çekme dayanımının artmasıyla artış göstermektedir.

Kayaçların delinebilirlik/kazılabilirlik performanslarının önceden belirlenmesinde kullanılan RIHN değeri ile eğri eğimi (α) arasında $r^2 = 0,853$ korelasyon katsayılı aşağıdaki eşitlik elde edilmiştir. aşağıdaki eşitlik elde edilmiştir.

$$RIHN = 14,966 + 0,708 \alpha$$

Aynı şekilde, RIHN değerinin belirlenmesinde harcanan Spesifik Enerji (SE) ile eğri eğimi arasında da $r^2 = 0,845$ korelasyon katsayılı bir doğrusal ilişki elde edilmiştir. Burada α değerinin yükselmesi RIHN değerinin yükselmesine dolayısıyla, SE 'nin artmasına neden olmaktadır.

Kayaçların elastiklik özelliğinin belirlenmesi için kullanılan bir parametre olan Shore plastisite indeksi (K) ile α değerleri arasında logaritmik ters bir ilişkinin varlığı, kayacın elastiklik özelliğinin artmasıyla α değerleri artmakta dolayısıyla mekanik mukavemetinin de arttığı anlaşılmaktadır.

Metamorfik kökenli mermerlerin gevreklik değerleri ile α arasında istatistiksel olarak çok yüksek anlamlılıklı bir ilişki bulunamamıştır. Ancak, kireçtaşları için bu ilişki oldukça yüksek anlamlılıkta elde edilmiştir. Kireçtaşları için α değerlerinin yüksekliği kayaçların gevreklik değerinin de yüksek olduğuna işaret etmektedir.

Bu çalışmada, üzerinde çalışılan metamorfik ve sedimanter kökenli kayaçlar birbirine yakın gevreklik değeri göstermesine rağmen farklı α değerleri göstermişlerdir. Sedimanter kökenli bu kayaçlardaki α değerleri metamorfik kayaçlara nazaran yüksek olmuştur. Kayaçların kazılabilirlik/delinebilirlik açısından birbirleri ile karşılaştırılmasında gevreklik değerlerinin yanısıra α değerlerinin de göz önünde bulundurulmasının faydalı olacağı düşünülmektedir.

5. KAYNAKLAR

- Altındağ, R. (1997) Kayaç Gevreklik Ölçütlerinin Kazı Mekanığı Amaçları İçin Kullanılabilirlik Analizleri, *Doktora Tezi*, O.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir, ss.80.
- Atkinson, C., Smelser, R.E., Sanchez, J. (1982) Combined mode fracture via the cracked Brazilian disk test, *Int. J. Fracture Mech.*, 18, N.4, pp.279-291.
- Cotterell, B. (1965) On brittle fracture paths, *Int. J. Fracture Mech.*, 1, pp. 96-103.
- Hucka, V. and Das, B. (1974) Britleness determination of rocks by different methods, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, V.11, pp. 389-392.
- Kranz, L.R. (1979) Crack-crack and crack-pore interaction in stressed granite, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* V.16, pp. 37-47.
- Labuz, J.F., Shah, S.P., Dowding, C.H. (1985) Experimental analysis of crack propagation in granite, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, V.22, pp.85-98.
- Whittaker, B.N., Sing, R.N., Sun, G. (1992) *Rock fracture mechanics; Principles, design and applications*, Elsevier Science, London, U.K., 570p.

YAPI VE KAPLAMA TAŞI OLARAK KULLANILAN KAYAÇLARIN PETROGRAFIK-PETROLOJİK ÖZELLİKLERİNİN JEOMEKANİK PARAMETRELERE OLAN ETKİLERİ

THE EFFECTS OF PETROGRAPHIC-PETROLOGICAL PROPERTIES ON GEOMECHANICAL PARAMETERS FOR USED AS BUILDING AND FACING STONES

Enis Kemal SAGULAR, Süleyman Demirel Üniversitesi, Müh.-Mim. Fak. Jeoloji Müh.
Bölümü, 32260 Isparta

Ali SARIİŞİK, Süleyman Demirel Üniversitesi, Müh.-Mim. Fak. Maden Müh. Bölümü,
32260 Isparta

ÖZET

Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayaçların, kökensel farklılıkları nedeniyle farklı jeomekanik özellikler gösterdikleri bilinmektedir. Bu çalışmada, kayaçların basınç dayanımlarını etkileyen "kayaç kökensel farklılığı" dışındaki petrografik-petrolojik faktörler araştırılmıştır. Kökensel bakımdan farklılık gösteren kayaçlarda olduğu gibi aynı kökene sahip kayaçlarda da farklı jeomekanik dayanımların görülmesinin, kayaçlardaki farklı petrografik-petrolojik özelliklerle ilişkili olduğu anlaşılmaktadır. Araştırmada, çok sayıda kayaç örneğinde yapılan petrografik-petrolojik inceleme sonuçları ile aynı kayaçlar üzerinde yapılan tek eksenli basınç dayanım deneylerine ilişkin değerler karşılaştırılmıştır. Bu bağlamda, kayaçların jeomekanik parametrelerinin değişiminde rol oynayan faktörler arasında bulunan homojenlik/heterojenlik, izotropi/anizotropi, tane/kristal boyu dağılımı, tane/kristal boyutu, kırık/çatlak durumu, gözeneklilik, bozunma miktarı ve diyajenez derecesi vb. petrografik-petrolojik özelliklerden yararlanılarak kayaç dayanımlarına ilişkin ön tanımlama sistematigi geliştirilmiştir.

ABSTRACT

Because of original differences, it is well known that natural building and facing stones represents the different geomechanical properties. In this study, the petrographic-petrological factors effecting the compressive strengths of rocks exterior of the rock genetic discrimination were analysed. The rocks both having different origins and having the same origins generally presents the different geomechanical characteristics, this state is related to the different petrographic and petrological rock properties. In this research, a large number of rock samples were tested and the findings of petrographic-petrological research were compared with the unconfined compressive strength test results of same kinds of rocks. In this respect, a pre-definition scale was developed for evaluating the compressive strengths of rocks based on the stuructural properties, effecting the geomechanical parameter characteristics, such as homogeneity/heterogeneity, isotropy/anisotropy, grain/crystal size distribution, grain/crystal length, fracture/crack state, porosity, alteration degree and diagenity level.

1. GİRİŞ

Kayaçların kökensel farklılıklarının, jeomekanik bakımdan basınç dayanımlarını etkileyen önemli bir faktör olduğu bilinmektedir. Ancak, aynı kökene sahip olan kayaçlarda da benzer olarak bu farklılıklar gözlenmektedir. Bu çalışmada, bu farklılıklara işaret eden bazı petrografik-petrolojik özelliklerin kayaç dayanımları üzerindeki etkilerinin araştırılması amaçlanmıştır. Bu konu ile benzer olarak Uz (1991) tarafından mermerlerin (kayaçların) bazı mineralojik-petrografik özellikleri dikkate alınarak yapılan petrografik analizi, Aslaner ve Kolaylı (1997)'in piroklastik kayaçların mineralojik-petrografik özelliklerinin kayaç dayanımları üzerindeki etkilerine ilişkin kapsamlı veya özel amaçlı çok sayıda çalışmalar bulunmaktadır. Ancak bu çalışmada, sedimanter kayaç tanımlamalarında Folk (1968), Pettijohn (1975), Tucker (1981) ve Sagular (1995); magmatik kayaç tanımlamalarında Bingöl (1974), Streckeisen (1976, 1978), Uz (1992) ve Erkan (1997b); metamorfik kayaç tanımlamalarında ise Uz (1992), Erkan (1997a)'ın çalışmalarından yararlanılarak, bütün kayaç grupları için ortak petrografik-petrolojik özellikleri kapsayan genel bir tanımlama yapılmasına çalışılmıştır.

Kökensel olarak aynı veya farklı kayaç gruplarına ait çok sayıda kayaç örneğinde yapılan makroskopik (arazi ölçeğinde ve el örneğinde) ve/veya mikroskopik (ince-kesitte) incelemelerde; homojenlik, izotropi, tane/kristal boyu dağılımı, tane/kristal boyutu, kırık/çatlak durumu, gözeneklilik; bozunma miktarı ve diyajenez derecesi gibi bütün kayaç gruplarında ortak olarak tanımlanabilen özellikleri belirlenmiştir. Daha sonra, bu petrografik-petrolojik tanımlamalardan oluşan veriler, aynı kayaç örneklerinden elde edilen (tek eksenli) basınç dayanım değerleri (Sarışık, 1998) ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonuçlarının uyum içerisinde olması nedeniyle; farklı gruplar içerisinde yer alan kayaçlar üzerinde kayaç dayanımlarına ilişkin tanımlamalarda kullanılmak üzere, kayaçların petrografik-petrolojik özelliklerine dayanan bir "ön tanımlama modeli" önerilmektedir.

2. KAYAÇLARIN PETROGRAFİK-PETROLOJİK ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

2.1 Yapı ve Kaplama Taşı Olarak Kullanılan Kayaç Grupları

Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayaçlar, kökensel bakımdan (jeolojik anlamda):

A. Sedimanter kökenli kayaçlar:

1. Kırıntılı kayaçlar

a) Epiklastik kayaçlar

b) Piroklastik kayaçlar

2. Kimyasal/biyokimyasal kayaçlar

3. Karışık sedimanter kayaçlar

B. Magmatik kökenli kayaçlar

1. Plutonik (derinlik) kayaçlar

2. Volkanik ve yarı volkanik (damar) kayaçları

C. Metamorfik kökenli kayaçlar

1. Sedimanter kökenli metamorfik kayaçlar

2. Magmatik kökenli metamorfik kayaçlar

olarak tanımlanmaktadır.

Sedimanter kökenli kayaçlar grubunda üç farklı çökelim mekanizmasının tek başına veya ortak işlevleri ile oluşan çeşitli kayaçlar bulunmaktadır. Bunlardan ilki aşınma, taşınma, çökeltme ve diyajenez (taşlaşma) sıralamasına sahip epiklastik kayaç oluşum mekanizmasıdır. Bu mekanizmada kimyasal çökelim, kırıntı kayaçların çimentolanması aşamasında taneler arası bağlayıcı görevini üstlenir, ancak bu mekanizma içerisinde ikinci derecede rol oynar. Bu grupta yapı ve kaplama taşı olarak değerlendirilebilecek kayaçlar, genel olarak tane boyu sınıflamaları esas alındığında, çakıltı/breş veya kumtaşı alt grupları içerisinde ele alınabilirler. Diğer mekanizma, çözünme, çözelti olarak taşınma, çözülmüş maddenin çökeltmesi (kristallenmesi) olarak tanımlanan kimyasal/biyokimyasal süreçlerdir. Bu süreçlerle oluşan, yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kimyasal/biyokimyasal kayaçlar, kimyasal bileşimlerine göre karbonat veya silis kökenli kayaçlar olarak ayırtlanabilirler. Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılabilen aglomera ve tuf gibi piroklastik kayaçlar içerisinde tanımlanan çeşitli kayaç türlerinin oluşumunda ise normal sedimanter süreçlerin dışında farklı bir oluşum mekanizması rol oynamaktadır. Volkanik püskürmelerden türeyen kırıntılı malzemenin yüzeysel akışı, su veya rüzgar etkisinde taşınması ve çöktürülmesi, bu mekanizma içerisinde yer alan süreçlerdir. Sedimanter kayaç grupları içerisinde yer alan karışık sedimanter kayaçlar ise üç farklı çökelim mekanizmasının ikili olarak veya üçünün ortaklaşa oluşturdukları kayaç gruplarını kapsamaktadır. Bu kayaç grupları arasında; kırıntılı-kimyasal kayaç grubunda kumlu/çakıllı kireçtaşı, volkanoklastik kimyasal/biyokimyasal kayaç grubunda volkanojenik katkılı kireçtaşı, volkanoklastik kırıntılı kayaç grubunda volkanojenik kumtaşı (tüfit) vb. gibi çeşitli türde kayaçları örnek vermek olasıdır.

Magmatik kayaçlar, bilindiği gibi kimyasal özelliklerine göre farklılıklar gösteren kristalen kayaçlardır. Magmanın soğuması sırasında kayacın kimyasal bileşimine göre çeşitli mineraller oluşur ve kimyasal oluşum sırasına göre kristallenirler. Yapı ve kaplama taşı

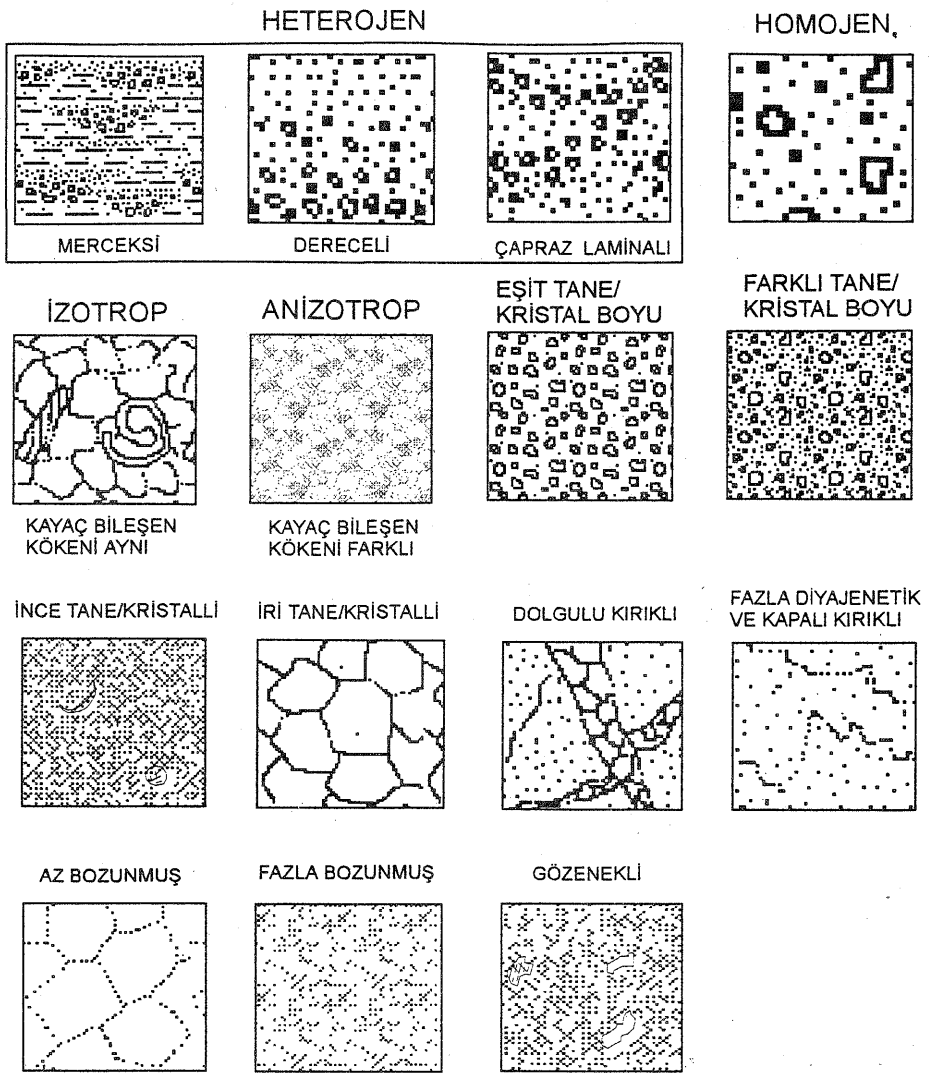
olarak kullanılan magmatik kayalarda büyük ölçüde renk kriteri dikkate alınmaktadır. Bu nedenle açık ve koyu renkli minerallerin kayaç içerisinde dağılımını ifade eden sınıflamalar kullanılabilir (Erkan, 1997 içinde Streckeisen, 1967). Renk indisine göre magmatik kayaçlar, hololökokrat-lökokrat (açık renkli), mezokrat (yarı koyu renkli), melanokrat-holomelanokrat/utramafik (koyu-çok koyu renkli) kayaçlar olarak tanımlanmaktadır. Bunun yanında magmatik kayacın oluşumu sırasında magmanın soğuma hızına bağlı olarak volkanik ve yarı volkanik kayaçlarda hızlı soğuma nedeniyle ince kristal yapısı gözlenirken, derinlik kayaçlarında ise yavaş soğumaya bağlı olarak iri kristallerin oluştuğu bilinmektedir. Bu bağlamda magmatik kökenli mermerlerin tanımlanmalarında, renk kadar kristal büyüklüğü de önemlidir.

Metamorfik kayaçlar, sedimanter veya magmatik kökenli kayaçların metamorfizma koşulları içerisinde yer alan çeşitli şiddetteki sıcaklık ve basınç şartları altında gerçekleşen fiziksel ve kimyasal değişim geçirmeleri sonucunda oluştuğu bilinmektedir. Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan metamorfik kayaçlara örnek olarak; sedimanter kayaç kökenli olan mermer (kimyasal/biyokimyasal) ve paragnays (kıvrıntılı veya karışık sedimanter), magmatik kayaç kökenli olan ortognays vb. verilebilir. Bunun yanında kayaçların kökensel adları kullanılarak meta-çakıltası, meta-kumtası vb. ile sedimanter, meta-gabro, meta-bazalt vb. ile magmatik kayaç kökenli metamorfik kayaç tanımlamaları da diğer kayaç adları gibi mermer tanımlamalarında kullanılabilir.

2.2 Kayaçların Petrografik-Petrolojik Özellikleri

Kayaçlar genel olarak kimyasal bileşimleri yanında, bileşenlerin bir araya geliş biçimi, oluşumları sırasında veya sonrasında kazandıkları yapı ve değişimleri yansıtan bazı petrografik-petrolojik özelliklerine dayanılarak tanımlanabilir ve ayırtlanabilirler. Bu özellikler, aynı veya farklı kayaç grupları için özgün veya ortak nitelikler sunabilirler. Bu özellikler arasında kayaç bileşenlerinin kayaç içerisindeki yönlü dağılımı (izotropi), bileşenlerin kökensel ilişkisi (homojenite), tane/kristal boyutu ve dağılımı, kırık/çatlaklı yapı ve özellikleri, gözeneklilik, bozunma miktarı, diyajenez (taşlaşma) derecesi vb. gibi parametreler önemli bir yer tutmaktadır (Şekil 1). Bu parametreler, inceleme türüne göre makroskopik (el örneğinde ve kayaç genelinde) ve/veya mikroskopik (ince kesitte) belirlenebilir. Homojenite, izotropi, gözeneklilik, bozunma, kırıklı/çatlaklı yapı vb. özellikler makroskopik ve mikroskopik; tane/kristal boyutu ve dağılımı, taşlaşma derecesi daha çok mikroskopik olarak belirlenebilmektedir.

Sedimanter kayaçlar, kayaç çökelim süreçlerine bağlı çeşitli petrografik-petrolojik özellikler gösterebilirler. Epiklastik kayaçlarda, taneler arası boşluk oranı kübik veya rombik paketlenme türü dikkate alındığında % 26 ile % 48 arasında değişim göstermektedir. Taneler arasındaki boşluğun çimentolanma türü (silis veya karbonat), bağlayıcı içerisine katılan kil matriks yüzdesi yanında bu boşluğun dolgulanmayan kısmını tanımlayan gözeneklilik derecesi; kayacın petrografik-petrolojik özelliklerindendir. Bunun yanında, sedimanter taşınma sürecine bağlı olarak kayacın özel bir iç yapı göstermesi olasıdır. Bir tabaka içerisinde, kayaç bileşenlerinin eşit şekilde dağılım göstermesi (homojen yapı) yanında; merceksi, laminalı, dereceli veya çapraz laminalı bir yapı göstermesi olağandır. Taşıma ajanının enerjisi ile bağlantılı olarak kayaçta ince ve/veya iri tanelerin çökmesi, çökme ortamlarının kimyasal ve fiziksel koşullarının farklı olması



Şekil 1. Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayalarındaki bazı petrografik-petrolojik özellikler

nedeniyle de kayadaki çimentolanma türünün ve gözeneklilik derecesinin farklı olması olasıdır. Kimyasal/biyokimyasal kayaların (kireçtaşları) büyük bir kısmında kökensel farklılık ikinci derecede önemlidir, bu nedenle genellikle bu kayalarda izotrop yapı hakimdir. Ancak travertenlerde ve karışık sedimanter kayalar içerisinde tanımlanan bazı kayaç grupları için anizotropi sık olarak karşılaşılan bir özelliktir. Kimyasal/biyokimyasal kayalarda tane/kristal boyutu ve dağılımı yanında gözeneklilik ve taşlaşma derecesi, kayaç tanımlamada önemli belirleyici faktörlerdir. Bunun dışında magmatik kayalarda atmosferik koşullarda duraysız olarak tanımlanan minerallerin bozunması, dolayısıyla kayadaki bozunma oranı da bu kayaç grubunda dikkate alınması gereken parametrelerden biridir.

Piroklastik kayaçlar, magma kökenli bileşimleri yönü ile kısmen magmatik kayaçların; çökelim mekanizması ile oluştuklarından dolayı da sedimanter kayaçların petrografik-petrolojik özelliklerine sahip olabilirler. Bu kayaçlar, taşınma ve çökelim süreçlerine bağlı olarak homojen veya heterojen bir iç yapı gösterebilirler. Magmanın kimyasal özelliklerine bağlı olarak farklı mineraller içermeleri nedeniyle genel olarak anizotrop bir yapı gösterirler ve volkanizmanın türü ve özelliklerine göre de farklı boyutta tane ve kristaller içerebilirler. Bunun yanında, sıcak piroklastik materyalin soğuma sırasında birbirine kaynaklanması şeklinde sadece piroklastik süreçlerle oluşan kayaçların (aglomera, tuf vb.); epiklastik-piroklastik kayaç oluşum süreçleri ile çökelen kayaçlardan (volkanik konglomera, tufit vb.) farklı olarak yorumlanmaları gerekmektedir.

Karışık sedimanter kayaçlar, kayaç oluşturan sedimanter ve volkanosedimanter süreçlerin oranına göre yorumlanması gereken geniş bir kayaç grubu yelpazesini içine almaktadır. Bu kayaçların epiklastik, kimyasal veya piroklastik kayaç oluşum süreçlerinin oranına göre hakim olan sedimanter kayaç grupları ile benzer özelliklerine dayanılarak tanımlanması olasıdır.

Metamorfik kayaç gruplarında, kayaçların kökensel nitelikleri yanında, metamorfizma derecesine bağlı olarak gelişen fiziksel ve kimyasal değişimin kayaç içerisinde oluşturduğu yeni yapının da dikkate alınması gerekmektedir. Bu bağlamda metamorfik kayaçlarda homojenite, izotropi, tane/kristal boyutu ve dağılımı, bozunma kayaç tanımlanmasında kullanılabilecek önemli parametrelerdir.

Bütün kayaç grupları için ortak olarak kullanılabilecek parametreler de bulunmaktadır. Kayaçların kırık/çatlaklı yapısı bu özelliklerin başında yer almaktadır. Kayaçların çökelim sonrasında gelişen tektonik süreçlerin etkisinde oluşan, kıvrımlanma/kırılanma şeklinde başlayan bir tektonik deformasyona bağlı bu fiziksel değişimler; deformasyonun bölgesel veya yerel ölçekte sürmesi sonucunda, fiziksel ve kimyasal değişim anlamına gelen metamorfizmaya kadar ulaşabilir. Bu bağlamda, metamorfizma koşullarında oluşan şistozite ve foliasyon, sadece metamorfik kayaçlara özgüdür. Buna karşın kırık/çatlak olarak tanımlanan tektonik deformasyon yapıları bütün kayaç gruplarında bulunabilecek ortak bir parametredir. Ancak magmatik kayaçlarda soğuma çatlakları ve akış ve soğuma ile ilişkili magmatik şistozite ve foliasyon yapıları bu özellik içerisinde ayrıca değerlendirilmesi gereken parametrelerdir. Sonuç olarak, yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayaçlarda belirlenen kırıklı yapı, çatlakların dolgulu veya dolgusuz olması, dolgu cinsi ve kayacın kökeni ile kimyasal olarak ilişkisi vb. kayaçların tanımlanmasında kullanılabilecek ortak petrografik-petrolojik özelliklerdendir.

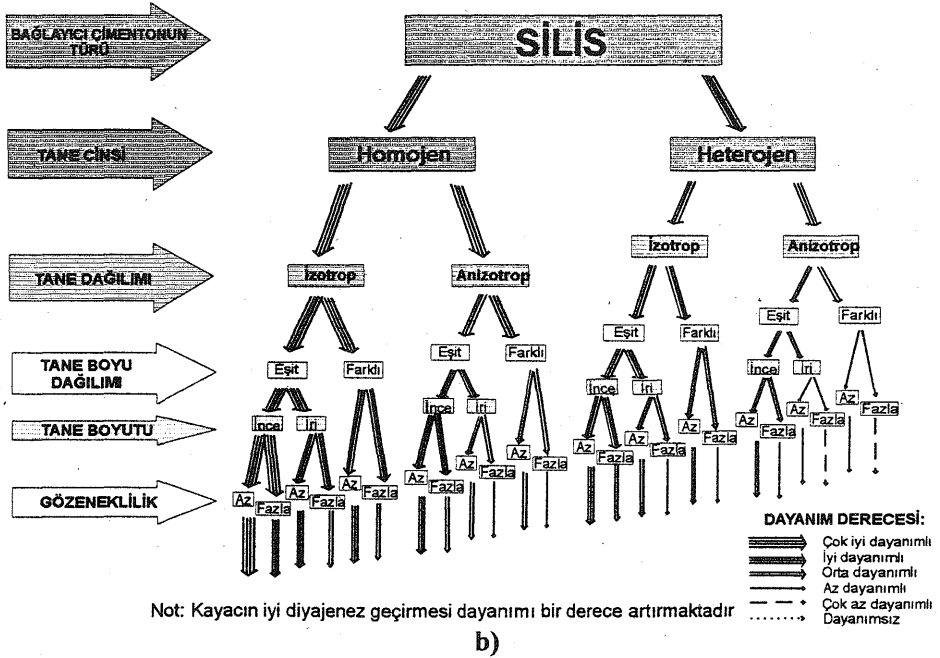
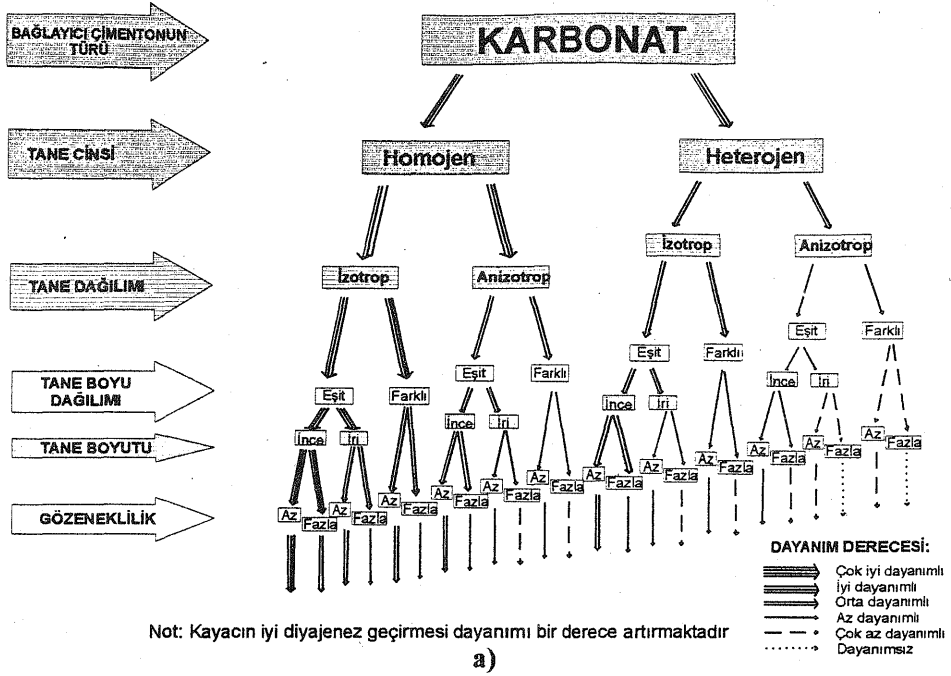
3. KAYAÇLARIN PETROGRAFİK-PETROLOJİK ÖZELLİKLERİNİN JEOMEKANİK PARAMETRELERE ETKİSİ

Bu araştırmada, kayaç genelinde, el örnekleri üzerinde ve/veya ince kesitlerde yapılan incelemeler sonucunda; yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayaçların kendine özgü veya ortak petrografik-petrolojik özellikleri belirlenmiş; bu özelliklere dayanılarak kayaçların dayanımlarına ilişkin olası ön tanımlamaları yapılmış ve bu tanımlamalar, incelenen kayaçların tek eksenli basınç değerleri (Sarışık, 1998) ile karşılaştırılmıştır.

3.1 Petrografik-Petrolojik Özelliklerine Dayanılarak Kayaç Dayanımlarının Olasılı Olarak Belirlenmesi

Kırıntılı ve kimyasal/biyokimyasal kayaçlar olarak iki ana grupta değerlendirilen sedimanter kayaç tanımlamalarında, kayaçların öncelikle kimyasal çökelim parametrelerinin dikkate alınması gerekmektedir. Bir başka ifade ile kayaç dayanımlarını etkileyen *karbonat* veya *silis* kökenli kimyasal çökelim türü, kırıntılı kayaçlarda bağlayıcı çimentonun, kimyasal/biyokimyasal kayaçlarda ise çökelinin cinsine göre değişim göstermektedir. Buna göre çalışmada, kırıntılı kayaçlar genel olarak *karbonat* ve *silis çimentolu kayaçlar* olarak iki grupta toplanmış (Şekil 2) ve silis çimentolu kayaçların, karbonat çimentolu kayaçlara göre bağl olarak daha dayanımlı oldukları belirlenmiştir. Kırıntılı kayaçlarda, homojenite, izotropi, tane boyu dağılımı, tane boyutu ve gözeneklilik gibi parametreler kayaç dayanımını etkileyen faktörlerdir. Buna göre heterojen, anizotrop, farklı boyutta taneli, iri taneli ve fazla gözenekli yapıda olmasının, kayacın dayanımını olumsuz yönde etkilediği belirlenmiştir. Kimyasal/biyokimyasal kayaçlar da, genel olarak *karbonat* ve *silis çökelimli kimyasal/biyokimyasal kayaçlar* olarak iki grupta toplanmıştır (Şekil 3). Kimyasal/biyokimyasal kayaçlarda, homojenite, izotropi, tane boyutu ve gözeneklilik yanında genellikle kırık/çatlak durumu, çatlak dolgu cinsi, kırık açıklığı ve diyajenez gibi parametreler kayaç dayanımını etkileyen faktörlerdir. Buna göre heterojen, anizotrop, açık kırıklı, az diyajenetik yapıda olmalarının, kayaçların dayanımını olumsuz yönde etkilediği belirlenmiştir. Bunun yanında silisli kayaçlarda karbonat dolgulu kırıklar, kayaç dayanımını olumsuz; karbonatlı kayaçlarda ise silis dolgulu kırıklar ise olumlu (dayanımı artırıcı) yönde etkilemektedir.

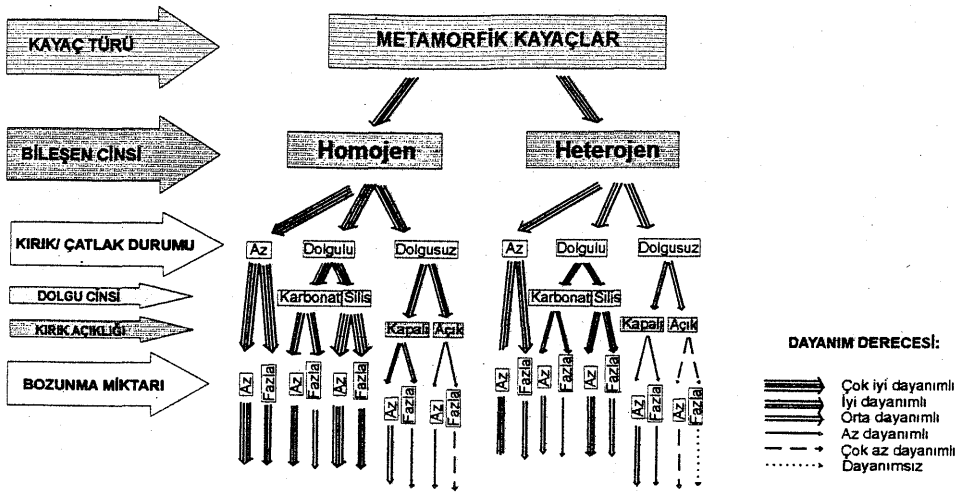
Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan magmatik kayaçlar, ticari anlamda öncelikle renk tanımlamalarına göre ayırtılmaları göz önünde bulundurularak, jeolojide kullanılan renk indisi sınıflamalarına göre; *hololökokrat-lökokrat (açıkrenkli)*, *mezokrat (yarı koyu renkli)* ve *melanokrat-holomelanokrat/ultramafik (koyu-çok koyu renkli)* kayaçlar olarak 3 gruba ayrılmıştır (Şekil 4). Kayaç içerisinde bulunan duraylı/dayanımlı (kuvars vb.), yarı duraylı/dayanımlı (K'lu feldispatlar, amfibol, piroksen vb.) ve duraysız/dayanımsız (mika mineralleri, Na/Ca'lu plajiyoklaslar, olivin vb.) minerallerin % dağılımlarının farklı olabileceği ve benzer renklerde olmalarına karşın farklı kayaç kökenlerine işaret edebilecekleri göz önünde bulundurulduğunda; magmatik kayaçlar için kökensel farklılığın, kayaç dayanımlarını etkileyen önemli bir faktör olduğu anlaşılmaktadır. Örneğin ilk belirlemede, benzer oldukları düşünülen açık gri renkli siyenit ve löko-diyorit türü plutonik kayaçların, kimyasal bileşimlerinden ve içerdikleri minerallerin fiziksel özelliklerinden kaynaklanan bir dayanım farklılığı vardır. Dolayısıyla kimyasal ve fiziksel bakımdan kökensel olarak farklı her magmatik kayaç grubunun, doğal dayanım değerlerinin ayrı ayrı belirlenmesi gerekmektedir. Bunun yanında kayaç bileşenlerinin dağılımı, kırık/çatlak durumu, dolgu cinsi, kırık açıklığı ve bozunma miktarının kayaçların dayanımları üzerinde etkili petrografik-petrolojik parametreler oldukları belirlenmiştir. Özellikle aynı doğal/olağan şartlar altında gerçekleşen bozunma miktarı, kayaçların kökensel özellikleri (duraylı/duraysız bileşenler) hakkında önemli ip uçları verdiği için bu çalışmada önerilen kayaç dayanımı ön tanımlama yönteminin, aynı zamanda kayaç kökeninin belirlenmesinde de bir ön tanımlama yöntemi olarak kullanılabileceği kanısına varılmıştır. Magmatik kayaçlarda kristal boyutu, kayaçların yer



Şekil 2. Kırıntılı kayaların petrografik-petrolojik özellikleri ve kayaç dayanımı ön tanımlamaları. a) Karbonat çimentolu, b) Silis çimentolu



41



Şekil 5. Metamorfik kayaçların petrografik-petrolojik özellikleri ve kayaç dayanımı ön tanımlamaları.

kabuğundaki yerleşim türüne (derinlik, damar, volkanik vb.) bağlı olduğundan kayaç dayanımlarının araştırılması sırasında bu tanımlamanın, yöntem olarak başlangıçta yapılması gereği nedeniyle; çalışmada önerilen modelde, kristal boyutu parametresi ihmal edilmiştir.

Metamorfik kayaçlarda ise sedimanter veya magmatik kayaç kökenli gruplar için ayrı ayrı değerlendirilmek üzere kayaç dayanımlarını etkileyen petrografik-petrolojik parametrelerin başında, kayaç dokusu (homojenite) gelmektedir (Şekil 5). Şistozite gösteren kayaçlar (orto veya para-gneys vb.) genellikle heterojen yapıdadır. Mermerler ise homojen yapıyla kabul edilebilirler. Bunun dışında, metamorfizma sonrası tektonik etkiler (kırık/çatlak durumu, kırık açıklığı, dolgu cinsi vb.) ve bozunma derecesinin de, metamorfik kayaçların dayanımları üzerinde önemli rol oynadığı anlaşılmaktadır.

3.2 Kayaçların Petrografik-Petrolojik Özelliklerinin Jeomekanik Parametrelere Etkisi

Yapılan incelemelerde, içerisinde bulundukları kayaç gruplarının özelliklerine göre önem kazanan çeşitli petrografik-petrolojik parametrelerin, kayaç dayanımları üzerinde olumlu veya olumsuz etkileri bulunduğu anlaşılmıştır. Sedimanter-kırıntılı kayaçlar için bileşen dağılımının heterojen, tane cinsinin farklı (anizotrop), tane boyu dağılımının farklı, iri taneli, fazla gözenekli olmasının, kayacın dayanımını azaltıcı yönde etki yaptığı belirlenmiştir. Sedimanter kimyasal/biyokimyasal kayaçlarda ise bileşen dağılımının heterojen, bileşen kökeninin farklı (anizotrop), iri taneli, dolguşuz ve açık kırıklı (çatlaklı), gözenekli olmasının, kayaç dayanımını olumsuz yönde etkilediği saptanmıştır. Magmatik kayaçlarda, renk indisine göre açık renkli kayaçalardan koyu renkli kayaçalara

KAYAÇ GRUBU	KAYAÇ TİCARİ ADI	KAYAÇ TÜRÜ	PETROGRAFIK-PETROLOJİK ÖZELLİKLER																DAYANIM DEREJESİ	TEK EKS BASINÇ DAYANIM DEĞERİ (MPa)		
			BAĞLAYICI TÜRÜ		TANE CİNSİ		TANE DAĞILIMI		TANE BOYU DAĞILIMI		TANE BOYUTU		GÖZENEKLİLİK		DİYAJENEZ ETKİSİ							
			CaCO ₃	SiO ₂	Homo- jen	Hete- rojen	İzotrop	Ani- zotrop	Eşit	Farklı	İnce	İri	Az	Fazla	Az	Fazla						
KIRINTILI	Elazığ Vişne	Ofiyolit çakıllı konglomera	⇒		⇒		⇒		⇒			⇒			⇒		⇒		⇒	İyi	84	
	Siyah Lale	Breşik kalkerit	⇒				→	→				→			→				⇒	Orta	55	
KAYAÇ GRUBU	KAYAÇ TİCARİ ADI	KAYAÇ TÜRÜ	PETROGRAFIK-PETROLOJİK ÖZELLİKLER																DAYANIM DEREJESİ	TEK EKS BASINÇ DAYANIM DEĞERİ (MPa)		
			ÇÖKELİM TÜRÜ		BİLEŞEN KÖKENİ		BİLEŞEN DAĞILIMI		KRİSTAL BOYUTU		KIRIK/ÇATLAK DURUMU		DOLGU CİNSİ		KIRIK AÇIKLIĞI		GÖZENEK- LİLİK				DİYAJEN- ETKİSİ	
			CaCO ₃	SiO ₂	Homo- jen	Hete- rojen	İzot- rop	Ani- zotr.	İnce	İri	Az	Dolgu- lu	Dolgu- suz	CaCO ₃	SiO ₂	Kapalı	Açık	Az			Fazla	Az
KİMYASAL/ BİYOKİMYASAL	Korkutelli Bej	Mikritik kireçtaşı	⇒		⇒		⇒							⇒			⇒		⇒	İyi	87	
	Hazar Pembe	Fosilli mikrit	⇒		⇒		⇒		⇒		⇒						⇒		⇒	Çok iyi	105	
	Kır Çiçeği	Rekristalize kireçtaşı	⇒		⇒		⇒			→				→			→		→	Orta	48	
	Akşehir Siyah	Rekristalize kireçtaşı	⇒		⇒		⇒			→		→					→		→	Orta	48	
	Fosilli Limra	Traverten	⇒		⇒		⇒			→							→		→	İyi	53	
KAYAÇ GRUBU	KAYAÇ TİCARİ ADI	KAYAÇ TÜRÜ	PETROGRAFIK-PETROLOJİK ÖZELLİKLER														DAYANIM DEREJESİ	TEK EKS BASINÇ DAYANIM DEĞERİ (MPa)				
			RENK İNDİSİNE GÖRE KAYAÇ TÜRÜ			KIRIK/ÇATLAK DURUMU			DOLGU CİNSİ		KIRIK AÇIKLIĞI		BOZUNMA MİKTARI									
			(Holo L.) Lökokrat	Mezokrat	Melanokrat (Holo M.)	Az	Dolgulu	Dolgusuz	CaCO ₃	SiO ₂	Kapalı	Açık	Az	Fazla								
MAG- MATİK	Elazığ Siyah	Serpantinik			⇒		⇒		⇒			⇒							→	Az	82	
	Traki-andezit	Traki-andezit			⇒	⇒		⇒									⇒		→	Orta	107	
KAYAÇ GRUBU	KAYAÇ TİCARİ ADI	KAYAÇ TÜRÜ	PETROGRAFIK-PETROLOJİK ÖZELLİKLER														DAYANIM DEREJESİ	TEK EKS BASINÇ DAYANIM DEĞERİ (MPa)				
			BİLEŞEN DAĞILIMI		KIRIK/ÇATLAK DURUMU			DOLGU CİNSİ		KIRIK AÇIKLIĞI		BOZUNMA MİKTARI										
			İzotrop	Anizotrop	Az	Dolgulu	Dolgusuz	CaCO ₃	SiO ₂	Kapalı	Açık	Az	Fazla									
META- MORFİK	Ege Bordo	Mermir	⇒		⇒													⇒	İyi	64		

Çizelge 1. Yapı ve kaplama taşı olarak kullanılan kayaçların petrografik-petrolojik özelliklerine dayanan ön tanımlamaları ve tek eksenli basınç değerlerinin karşılaştırılması

doğru gidildiğinde kayaç dayanımlarında azalma görülmektedir. Bunun yanında, kayaç dayanımlarını azaltan parametreler arasında; bileşen dağılımının heterojen, dolgusuz ve açık kırıklı veya kayacın kimyasal bileşimine aykırı nitelikte dolgulanmış, fazla bozunmuş olması vb. örnek verilebilir. Metamorfik kayaçlarda ise bileşen dağılımının heterojen olması, kayacın karbonat dolgulu veya dolgusuz çatlaklı ve fazla bozunmuş olmasının, kayaç dayanımlarını azaltan petrografik-petrolojik parametreler oldukları belirlenmiştir.

Kayaçların petrografik-petrolojik özelliklerine dayanarak hazırlanan ön tanımlama yönteminde ölçülendirme, şimdilik "dayanımsız", "çok az dayanımlı", "az dayanımlı", "orta dayanımlı", "iyi dayanımlı", "çok iyi dayanımlı" ve "gevrek (dayanımsız)" şeklinde yorumlanmıştır. Örneğin, ticari adı "Elazığ Vişne"(Levha 1: Şekil 2) olarak bilinen *ofiyolit çakıllı konglomera*'da, bağlayıcı çimentonun karbonat kökenli olmasına karşın, kayaçtaki tane boyutlarının ve kökensel bileşimlerinin aynı olması, kısmen homojen bir dağılım ve az gözeneklilik göstermesi nedeniyle; kayacın genel olarak orta dayanımlı olduğu anlaşılmaktadır (Çizelge 1). Çizelge 1'de, aynı kökensel kayaç grubuna (kimyasal/biyokimyasal) ait olmalarına karşın "Korkuteli Bej" (Levha 1: Şekil 5), "Hazar Pembe"(Levha 1: Şekil 3-4), "Kır Çiçeği", "Akşehir Siyahı", "Fosilli Limra" olarak bilinen kireçtaşlarının 467-1034 kg/cm² tek eksenli basınç dayanımları arasında, orta-iyi derecede dağılım gösterdikleri gözlenmektedir. Kırıntılı kayaç kökenli "Siyah Lale" (Levha 1: Şekil 6) olarak bilinen kalsiklastik kumtaşının az dayanımlı olduğu anlaşılmaktadır. Magmatik kayaçlar grubunda yer alan "Elazığ Siyah" az ve "traki-andezit" orta dayanımlı; metamorfik kayaçlar grubunda yer alan "Ege Bordo" (Levha 1: Şekil 1) ise iyi dayanımlı olarak belirlenmiştir.

4. TARTIŞMA VE SONUÇLAR

Sedimanter, magmatik veya metamorfik kayaçlar gruplarına ait çok sayıda kayaç örneğinde yapılan incelemeler, çalışmada önerilen kayaç dayanımı ön tanımlama modellerinden elde edilen sonuçlar aynı kayaçlarda yapılan tek eksenli basınç değerleri ile karşılaştırıldığında sonuçlara ilişkin yorumlarda paralellik olduğu gözlenmiştir.

Genel olarak renk yönünden benzer ve kökensel olarak aynı kayaç grubunda olsalar da, kayaçlardaki bileşen cinsi ve kayaç içerisindeki dağılımı, tane/kristal boyutu ve dağılımı, kırık/çatlak durumu, gözeneklilik, diyajenez derecesi ve bozunma derecesi gibi petrolojik-petrografik özelliklerin, kayaç dayanım parametrelerini doğrudan etkiledikleri belirlenmiştir. Bu nedenle kayaç örneklerinde yapılacak makro ve mikro ölçekte petrografik-petrolojik incelemelere göre kayaçların dayanımlarına ilişkin ön tanımlamalarda bulunulabileceği sonucuna varılmıştır. Ancak bu bağıl değerlerin, kantitatif/yarı kantitatif yöntemlerle yapılacak çalışmalar sonucunda belirlenecek basınç dayanım değerleri ile desteklenmeleri gerekmektedir. Bu nedenle, özellikle kayaçların jeomekanik parametreleri ve dayanım değerlerine ilişkin TSE standartlarında yapılacak yeni düzenlemelere ihtiyaç vardır.

5. KAYNAKLAR

- Aslaner, M. ve Kolaylı, H. (1997) Doğu Karadeniz Bölgesindeki piroklastitlerin mineralojik-petrografik özelliklerinin hafif beton açısından incelenmesi. *I. Isparta Pomza Sempozyumu Bildiriler Kitabı* (26-28 Haziran 1997), Isparta Belediyesi-SDÜ-ISBAŞ yayını, 141-151
- Bingöl, E. (1974) Magmatik kayalar petrolojisi. *MTA Eğitim serisi*, No:9, 154 s.
- Erkan, Y. (1997a) Metamorfik petrografi. *HÜ Müh. Fak. Yayını*, Ankara, No:28, 204 s.
- Erkan, Y. (1997b) Magmatik petrografi. *HÜ Müh. Fak. Yayını*, Ankara, No:40, 183s.
- Folk, R.L. (1968) Petrology of sedimentary rocks, *The University of Texas, Hemphill's*, 170 p.
- Pettijohn, F.J. (1975) Sedimentary rocks, 3rd ed., Chap. 3: *Harper and Row*, New York, 628 p.
- Sagular, E.K. (1995) Kuzey Anadolu Fay Zonu'nun Bolu-Ilgaz kesimindeki Üst Kretase-Alt Tersiyer denizel birimlerinin karşılaştırılmalı incelenmesi. *HÜ Fen Bilimleri Ens. Jeoloji Anabilim Dalı, Doktora Tezi*, 290 s. (yayınlanmamış)
- Saruşık, A. (1998) Kalsiyum karbonat kökenli mermerlerin çevre etkileşimi ile fiziko-mekanik özelliklerindeki değişim karakteristiklikleri. *SDÜ Fen Bilimleri Ens. Maden Müh. Anabilim Dalı, Doktora Tezi*, 350 s. (yayınlanmamış)
- Streckeisen, A. (1976) To each plutonic rock its proper name, *Earth Sci. Rev.*, 12: 1-33
- Streckeisen, A. (1978) IUGS Subcommission on the systematics of igneous rocks. Classification and nomenclature of volcanic rocks, lamprophyres, carbonatites and melilitic rocks. *Recommendations and Suggestions, Neues Jahrbuch für Mineralogie*, Stuttgart, Abhandlungen, 134: 1-14
- Tucker, M.E. (1981) Sedimentary petrology: an introduction. *Dept. of Geol. Sc., Univ. of Durham*, English Lang. Book Soc./Blackwell Sc. Publ., 252 p.
- Uz, B. (1991) Mermerlerde petrografik analiz. *Türkiye'de Mermer Yapı ve Dekorasyon*. İstanbul Mermerciler Derneğinin yayını, sayı:19-20, s. 44-49.
- UZ, B. (1992) Maden ve jeoloji mühendisliğinde petrografi prensipleri. *Kurtiş Matbaası*, 334 s.

LEVHALAR DİZİNİ

LEVHA 1

(Levha sağ alt köşesindeki çizgisel ölçek 1 mm ve tüm şekiller aynı ölçektir)

Şekil 1: *Ege Bordo* (mermer), normal ışıktadır.

Şekil 2: *Elazığ Vişne* (ofiyolit çakıllı konglomera), polarize ışıktadır.

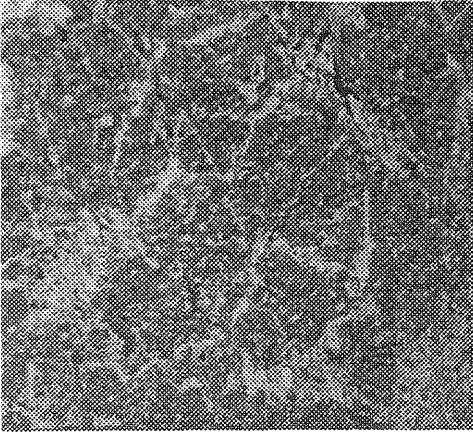
Şekil 3: *Hazar Pembe* (fosilli mikrit), normal ışıktadır.

Şekil 4: *Hazar Pembe* (fosilli mikrit), normal ışıktadır.

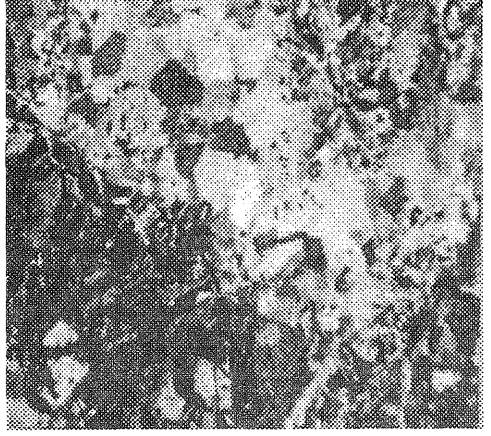
Şekil 5: *Korkuteli Bej* (mikritik kireçtaşı), normal ışıktadır.

Şekil 6: *Siyah Lale* (breşik kalklitit), normal ışıktadır.

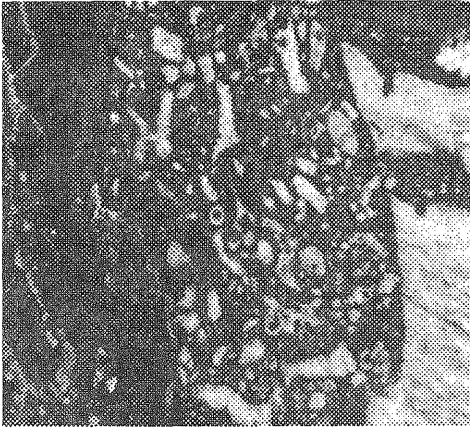
1. Levha



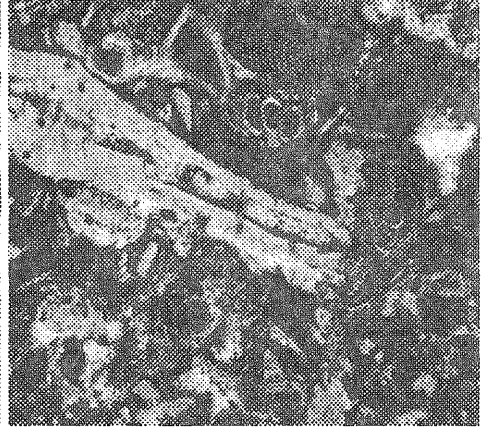
Şekil 1



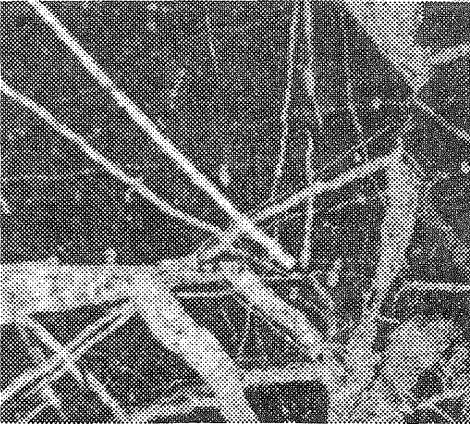
Şekil 2



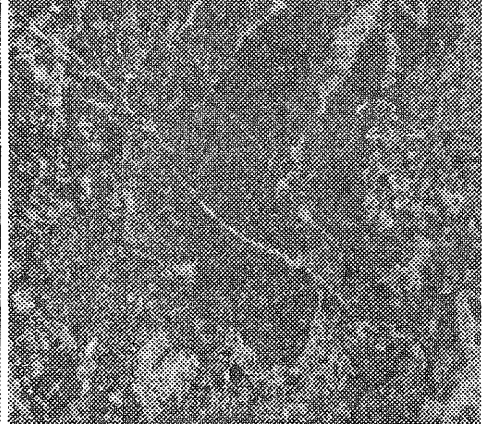
Şekil 3



Şekil 4



Şekil 5



Şekil 6

DİSK MAKASLAMA İNDEKS DENEYİNDE BOYUT ETKİSİ VE DENEYİN KAYA MÜHENDİSLİĞİNDEKİ KULLANIM ALANLARI

SIZE EFFECT IN BLOCK PUNCH INDEX TEST AND ITS APPLICATIONS IN ROCK ENGINEERING

Reşat ULUSAY, Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Müh. Böl. 06532 Beytepe, Ankara
Candan GÖKÇEOĞLU, Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Müh. Böl. 06532 Beytepe, Ankara

ÖZET

Zayıf, kırıklı ve lamine kayaçlarda dayanımının tayini için standartlara uygun örnek hazırlanması oldukça güç bir işlemdir. Sadece küçük disk örneklerinin kullanıldığı disk makaslama indeks deneyi, kayaç dayanımının tahmininde yararlanılan ve geçtiğimiz son yirmi yılda geliştirilmiş pratik bir indeks deneyidir. Bu çalışmada deneye ilişkin önceki gelişmeler verilmiş ve örnek boyut düzeltmesine ilişkin bir yöntem tanımlanmıştır. 25 farklı kayacın deney sonuçlarının analizi, bu deneyde boyut düzeltmesi yapılmasının kaçınılmaz olduğunu göstermiştir. Disk makaslama indeksi ile tek eksenli sıkışma dayanımı arasında nokta yükleme indeksine oranla daha önemli bir ilişkinin bulunduğu belirlenmiştir. Ayrıca bu indeksin kaya kütlesi sınıflamasında alternatif bir dayanım parametresi olarak kullanılması ve dayanım anizotropisinin değerlendirilmesinde yararlanılabileceği önerilmiştir.

ABSTRACT

Sample preparation to fulfill testing standards is extremely difficult in weak, broken and laminated rocks. The block punch index test, requiring only small cylindrical disc samples, has been developed during the last two decades and provides a practical index in assessing the strength of intact rock. In this study, earlier developments in the block punch index test are reviewed and a method for sample size correction is described. Analysis of the test results, obtained from 25 different rocks, reveals that size correction in the block punch index test is indispensable. A strong correlation was found between the block punch index and the uniaxial compressive strength when compared to the point load strength index. Utilization of the block punch index as an alternative strength parameter in rock mass classification and in the evaluation of strength anisotropy were also suggested.

1.GİRİŞ

Tek eksenli sıkışma dayanımı, kaya mühendisliği tasarımında ve kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde yaygın olarak kullanılan önemli parametrelerden biridir. Bu parametrenin doğru ve hassas bir şekilde belirlenebilmesi için, uluslararası deney standartlarına uygun nitelikte karot örneklerinin hazırlanması ve bir yükleme cihazı gereklidir. Ancak standartlara uygun boyutlarda örnek hazırlanması her zaman mümkün olamamakta, özellikle zayıf, lamine ve kırıklı kayalarda bu işlem çoğu kez olanaksız hale gelmektedir. Bu nedenle nisbeten daha küçük boyutlarda ve örnek hazırlamanın daha kolay olduğu nokta yükleme deneyi gibi deneylerin popülaritesi artmıştır. Bununla birlikte, laminasyon ve şistozite gibi zayıflık düzlemlerini içeren kayalarda örneklerin ince diskler halinde ayrılması nokta yükleme deneylerinin bile yapılmasını engelleyebilmektedir.

Yukarıda değinilen sınırlamaların ve güçlüklerin aşılabilmesi amacıyla, daha küçük örnekler kullanılarak güvenilir sonuçların elde edilebileceği deney yöntemlerinin geliştirilmesi günümüze değin çekiciliğini korumuştur. Mazanti ve Sowers (1965) ve Stacey (1980), ince plakalar şeklinde hazırlanmış örneklerin doğrudan makaslama dayanımlarının tayini amacıyla basit bir düzenek önermişlerdir. Bu düzenek ve deney, daha sonra Hollanda'da Delft Üniversitesinde Taselaar (1982; Schrier, 1988) ve Schrier (1988) tarafından modifiye edilmiş ve Disk Makaslama İndeks Deneyi (Block Punch Index-BPI) adıyla önerilmiştir. Söz konusu araştırmacılar, tek eksenli sıkışma dayanımı ve çekme dayanımı ile disk makaslama indeksi (BPI) arasında yüksek korelasyon katsayısına sahip ilişkiler elde ederek BPI'nin sağlam kayacın (intact rock) dayanımının tahmininde yararlı bir diğer indeks deney olarak kullanılabileceğini belirtmişlerdir. Aynı araştırmacılar BPI'dan kayaç anizotropisinin değerlendirilmesinde de yararlanılabileceğini göstermişlerdir. Ancak tüm araştırmalarda sadece 10 mm kalınlığında ve 40 mm çaplı örnekler kullanılmış ve nokta yükleme deneyindeki aksine, örnek boyutlarının deney sonuçları üzerindeki etkisi dikkate alınmamıştır. Boyut etkisi konusunda Ulusay ve Gökçeoğlu (1997 ve 1998) tarafından gerçekleştirilen çalışmalar dışında, herhangi bir araştırma olmadığı gibi, deneye ilişkin bir standart da geliştirilmemiştir.

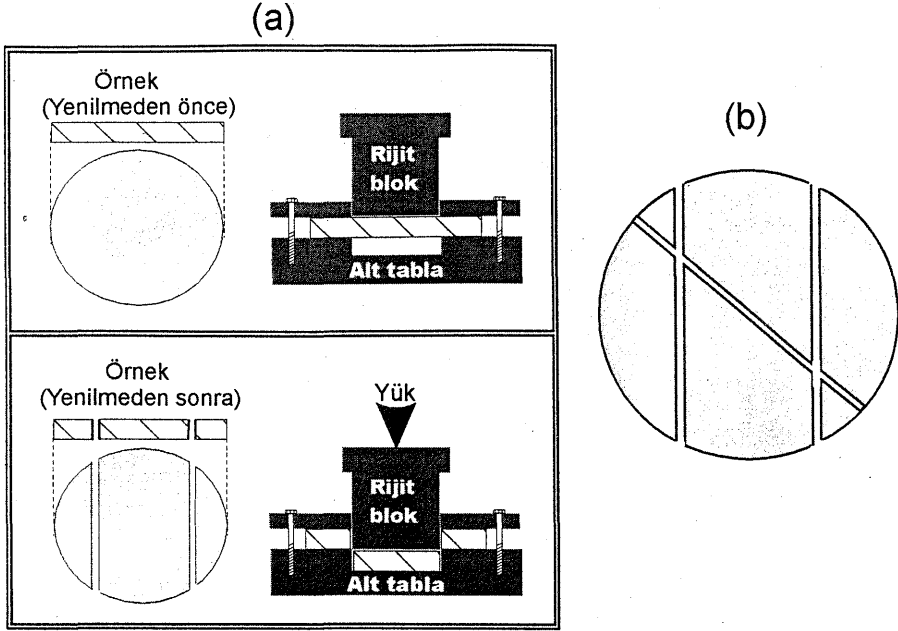
Bu çalışmada, ilk aşamada örnek kalınlığı ile çapının BPI üzerindeki etkisi 25 farklı kayaktan alınan örnekler üzerinde yapılan deneylerle incelenerek, boyut düzeltme faktörü önerilmiş ve düzeltilmiş BPI değerlerinin tek eksenli sıkışma dayanımı ile olan ilişkisi araştırılarak BPI'nin sağlam kayacın dayanımının tahmininde kullanılabilirliği üzerinde durulmuştur. İkinci aşamada, yönlü örneklerde tayin edilen BPI değerlerinden dayanımın en yüksek olduğu yöndeki BPI değerinin belirlenmesi için bir dönüştürme faktörü önerilmiştir. Ayrıca BPI'nin, diğer dayanım parametrelerine alternatif olarak kaya kütlesi sınıflama sistemlerinde kullanılması önerilmiştir.

2. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

2.1 Deney Düzenegi ve Yöntemi

Bu çalışmada, Schrier (1988) tarafından geliştirilen BPI düzenegine benzer bir düzenek kullanılmıştır. Sertleştirilmiş çelikten (Rockwell sertliği : 40) imal edilmiş bu düzenek, 19.75 mm genişliğinde bir kanalı olan ve üzerine örneğin yerleştirildiği bir alt tabla, vidalı

sabitlenme plakaları ve dikdörtgen prizması şeklindeki rijit makaslama bloğu (punch block) olmak üzere, üç parçadan oluşmaktadır (Şekil 1). Makaslama bloğu ile alt tabla arasındaki açıklık 0.25 mm olup, düzenek nokta yükleme aletinin kolonları arasına kolaylıkla monte edilerek, yükleme olanağı sağlanmaktadır.



Şekil 1. (a) Disk makaslama deney gerecinin şematik görünümü ve örneğin düzenli yenilmesi; (b) geçersiz deneylerde örneğin yenilme şekline ilişkin tipik bir görünüm.

Kalınlıkları 5 ile 15 mm arasında değişen, karot eksenine dik yönde alınarak alt ve üst yüzeyleri düzgün kesilmiş disk şeklindeki örnekler alt tabla ile sabitleme plakaları arasına yerleştirilip tutturulduktan sonra, nokta yükleme deneyi için ISRM (1985) tarafından önerildiği gibi, 10-60 s arasında yenilecek şekilde yüklenirler. Uygulanan sıkıştırıcı yükleme örnek üzerinde çift makaslama etkisi oluşturarak, yenilme anında örnek iki yanından düzgün ve birbirine paralel iki kırık boyunca üç parçaya ayrılmaktadır (Şekil 1a). Eğer bu paralel kırıklar tam olarak gelişmezse (düzensiz yenilme) deney iptal edilmelidir (Şekil 1b). Disk makaslama indeksi BPI (MPa), aşağıdaki eşitlikten hesaplanır:

$$BPI = 10^{-3} F/A \quad (A = 4t (r^2 - 95.1)^{0.5} \times 10^{-6}) \quad [1]$$

Burada; F yenilme yükü (MN), A makaslamanın etki ettiği yüzeylerin alanı (m²), t (mm) ve r (mm) örneğin kalınlığı ve yarıçapıdır.

2.2 Deneylerde Kullanılan Kayaç Türleri ve Örneklerin Hazırlanması

Araştırma kapsamında, farklı 25 lokasyondan alınmış taze magmatik, volkanik, sedimanter ve metamorfik kayaç bloklarından hazırlanarak havada kurutulmuş örnekler üzerinde BPI ve tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri yapılmıştır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Araştırmada kullanılan kayaç türleri, örnekleme lokasyonları ve deney sayıları

Kayaç Türü	Lokasyon	Deney Sayısı		Kayaç Türü	Lokasyon	Deney Sayısı	
		BPI*	σ_c			BPI*	σ_c
Marn	Yatağan-Muğla	489(+154)**	62	Dasit	Murgul-Artvin	75	10
Kloritik Tüf	Murgul-Artvin	98	17	Marn	Soma-Manisa	134	16
Diyabaz	Malatya	46	12	Andezit	Ankara	127	25
Bazalt	Kızılcahamam	32	9	Granit	Köprüköy-Ankara	44	12
Şeyl	İstanbul	27	7	Tüf	İhlara-Nevşehir	20	10
Konglomera	Güvenç-Ankara	39	12	Kumtaşı	Güvenç-Ankara	51	12
Kireçtaşı	Güvenç-Ankara	60	14	Çamurtaşı	Güvenç-Ankara	45	12
Kumtaşı	Haymana-Ankara	39	9	Jips	Köprüköy-Ankara	12	6
Serpantin	Niğde	58	15	Konglomera	Elazığ	60	15
Mermer	Milas-Muğla	76	16	Kireçtaşı	Sivrihisar-Eskişehir	68	14
Mermer	Harmankaya	50	14	Kireçtaşı	Kırıkkale	14	3
Tüf	Eskişehir	15	3	Marn	Göynük-Bolu	31	9
Tüf	Avanos-Ürgüp	34	16				

BPI: Disk makaslama indeksi; σ_c : Tek eksenli sıkışma dayanımı

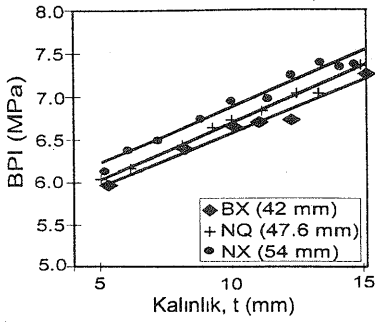
* Düzenli ve düzensiz yenilme gösteren örneklerin tamamı

(+154)** Yönlü örnek sayısı

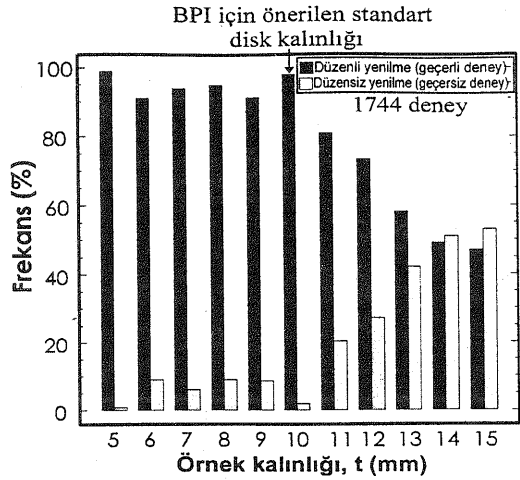
Boyut etkisinin araştırılabilmesi amacıyla BPI deneylerinde, kalınlığı 5 ile 15 mm arasında değişen ve jeoteknik çalışmalarda yaygın olarak kullanılan BX(42 mm), NQ(47.6mm) ve NX(54mm) çaplarında örnekler hazırlanmıştır. Tek eksenli sıkışma dayanımı deneyleri (ISRM, 1981) için bloklardan alınan 350 karot örneğinin alt ve üst kısımlarından BPI deneylerinde kullanılmak amacıyla, 154'ü yönlü (laminalı marn) olmak üzere, toplam 1898 disk örneği hazırlanmıştır.

2.3 Çap-Kalınlık Etkisi ve Boyut Düzeltme Faktörleri

Farklı çap ve kalınlıktaki disk örneklerde tayin edilen BPI değerlerinin örnek boyutlarına bağlı olarak değiştiği belirlenmiştir. Çap (D) ve kalınlığın (t) BPI üzerindeki ortak etkisinin gösterilmesi amacıyla çamurtaşlarından seçilmiş BPI-t,d grafiği tipik bir örnek olarak Şekil 2'de verilmiş olup, örnek boyutlarındaki artışa bağlı olarak BPI değerlerinin de arttığı görülmektedir. BPI'nin t ve D'ye bağlı değişimi, deneyde boyut etkisinin önemini ve ihmal edilemeyeceğini göstermektedir. Zayıflık düzlemlerine dik yönde hazırlanmış ve yönlü olmayan 1744 disk örneğinde Şekil 1'de gösterilen yenilme türleri dikkate alındığında, örnek çapına bakılmaksızın, kalınlığı 5 ile 10 mm arasında değişen örneklerde geçersiz deney miktarının yüzde olarak 1 ile 10 arasında kaldığı, buna karşın 10 mm'den kalın örneklerde bu oranın belirgin şekilde arttığı belirlenmiştir (Şekil 3). Bunun yanı sıra, tüf ve jips gibi göreceli olarak daha zayıf kayaçlarda kalınlığı 10 mm'yi geçen örnekler için yenilme anında yük okumalarının güçlükle alınması, bu tür kayaçlar için daha duyarlı yük ölçerlerin gerektiğini göstermektedir. Bazalt ve diyabaza ait 10 mm'den kalın örneklerin yenilmesi ise zor olmuştur. Söz konusu değerlendirme ve bulgulardan, BPI deneyleri için standart (eşdeğer) örnek kalınlığının 10 mm olarak seçilmesi öngörülmüştür.



Şekil 2. Bir çamurtaşı örneği için düzeltilmemiş BPI'nin örnek çapı ve kalınlığına bağlı değişimi.



Şekil 3. Değişik örnek kalınlıkları için geçerli ve geçersiz BPI deneyleri arasındaki oranları gösteren histogram.

Laminasyon, şistozite vb. zayıflık düzlemlerinin varlığı nedeniyle deneyler için her zaman 10 mm kalınlığında örnek hazırlanamayacağı dikkate alınarak, bir kalınlık düzeltmesinin yapılması gerekmektedir. Bu amaçla farklı çap (D) ve kalınlıktaki (t) çok sayıda örnekten oluşan deney setleri için yenilme yükü (F)-t ilişkisi değişik fonksiyonlara (doğrusal, geometrik, logaritmik ve eksponansiyel) göre regresyon analizleri ile test edilmiştir. Analizler, deneysel verilerin dağılımının en iyi şekilde doğrusal bir fonksiyonla temsil edileceğini göstermiştir. Daha sonra standart kalınlıktaki (10mm) bir örneğin yenilme yükü olarak tanımlanan $F_{10,d}$ değeri her örnek için farklı çaplara göre tayin edilerek, kalınlık düzeltme faktörü (K_t) için aşağıdaki eşitlik önerilmiştir.

$$K_t = F_{10,d} / F_{t,d} \quad [2]$$

burada, $F_{t,d}$ herhangi bir t kalınlığında ve d çapındaki örneğin yenilmesi için gerekli yüküdür. Bu çalışmada kullanılan tüm çap değerleri için kalınlık düzeltme faktörü ile örnek kalınlığı arasındaki ilişki araştırılarak, bu ilişkinin %95 güvenilirlik sınırları içinde 0.89 gibi yüksek bir korelasyon katsayısına sahip olan ve aşağıda verilen geometrik bir fonksiyonla ifade edildiği belirlenmiştir.

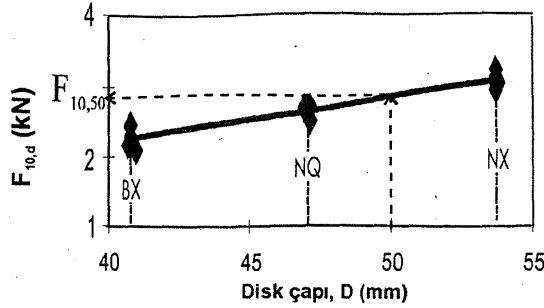
$$K_t = 14.7t^{-1.1672} \quad [3]$$

Çapı 50 mm olan karotların, jeoteknik etüdlerde yaygın olarak kullanılan NX(54mm) ve NQ(47.6mm) çap değerleri arasında kalması, ayrıca tek eksenli sıkışma ve nokta yükleme dayanım indeksi deneylerinde standart çapın 50 mm olarak alınması gibi hususlar dikkate alınarak, BPI deneyi için de eşdeğer (standart) çap değeri 50 mm kabul edilmiştir.

Öncelikle, farklı çaptaki karotlarda tayin edilen yenilme yükleri için eşitlik 3'ten yararlanılarak kalınlık düzeltmesi yapılmıştır. Daha sonra 10 mm kalınlığında ve 50 mm

çapındaki standart bir örneğin yenilmesi için gereken yük ($F_{10,50}$) değeri her deney için Şekil 4'te gösterildiği gibi belirlenmiş ve çap düzeltmesi için aşağıdaki eşitlik önerilmiştir.

$$K_d = F_{10,50} / F_{10,d} \quad [4]$$



Şekil 4. Bir kumtaşı örneği (Haymana-Ankara) için karot çapına karşı kalınlık düzeltmesi yapılmış yenilme yükü grafiğinden $F_{10,50}$ 'nin belirlenmesi.

Tüm örnekler için hesaplanan K_d ve ölçülen çap (D) değerleri esas alınarak yapılan regresyon analizleri, K_d - D ilişkisinin geometrik dağılıma ($r=0.88$) uyduğunu göstermiş ve çap düzeltmesi için aşağıdaki eşitlik elde edilmiştir.

$$K_d = 211.5 D^{-1.3687} \quad [5]$$

Eşitlik 2 ve 4 birleştirilerek standart (eşdeğer) boyuttaki bir örneğe uygulanan yenilme yükü değeri için aşağıdaki eşitlik bulunmuştur.

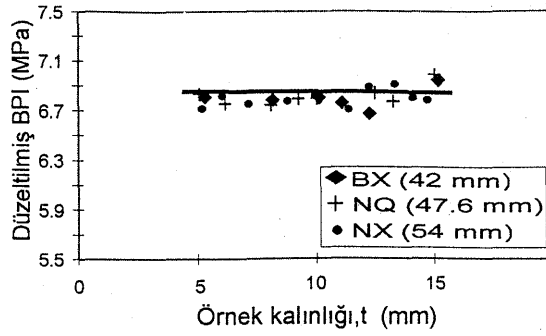
$$F_{10,50} = K_d K_t F_{t,d} \quad [6]$$

Ancak burada dikkat edilmesi gereken husus, eşitlik 1'de verilen alanın (A) boyutları standart ($t=10\text{mm}$, $D=50\text{mm}$) olmayan herhangi bir örnekte makaslamanın meydana geldiği yüzeyin alanı olmasıdır. Düzeltilmiş BPI değerinin hesaplanması amacıyla yenilme yükü standart boyuttaki ($D=50\text{ mm}$, $t=10\text{ mm}$) bir örneğin eşdeğer yenilme yüküne dönüştürüldüğü için, Eşitlik 6'nın her iki tarafının da standart disk örneğinin yenilme alanına ($921 \times 10^{-6} \text{ m}^2$) bölünmesi gerekmektedir. K_t ve K_d için Eşitlik 3 ve 5 kullanılarak aşağıdaki düzeltilmiş (standart) BPI (BPI_s) eşitliği elde edilmiştir.

$$BPI_{10,50} = BPI_s = (3109 D^{-1.3687} t^{-1.1672} 10^{-3} F_{t,d}) / (921 \times 10^{-6})$$

$$BPI_s = 3376 D^{-1.3687} t^{-1.1672} F_{t,d} \text{ (MPa)} \quad [7]$$

Yukarıdaki eşitlikte milimetre olarak ölçülmüş t ve D değerleri kullanılır. Düzeltilmiş BPI değerlerinin örnek kalınlığına ve çapına bağlı değişimi, daha önce Şekil 2'de verilen çamurtaşı örneği için Şekil 5'de gösterilmiştir. Şekil 2 ve 5 karşılaştırıldığında, aynı kayaç örnekleri için düzeltilmemiş BPI'nin örnek çapına ve kalınlığına bağlı olarak arttığı, buna karşın boyut düzeltmesi yapıldıktan sonra söz konusu farklılığın giderildiği anlaşılmaktadır. Bu nedenle, BPI deneyinde boyut düzeltmesi yapılmasının kaçınılmaz olduğu ortaya çıkmaktadır.



Şekil 5. Çamurtaşı örneği için boyut düzeltmesi yapıldıktan sonra BPI'nin örnek çapına ve kalınlığına bağlı değişimi.

3. DİSK MAKASLAMA İNDEKSİNİN KULLANIM ALANLARI

3.1 Tek Eksenli Sıkışma Dayanımı ve Disk Makaslama İndeksi İlişkisi

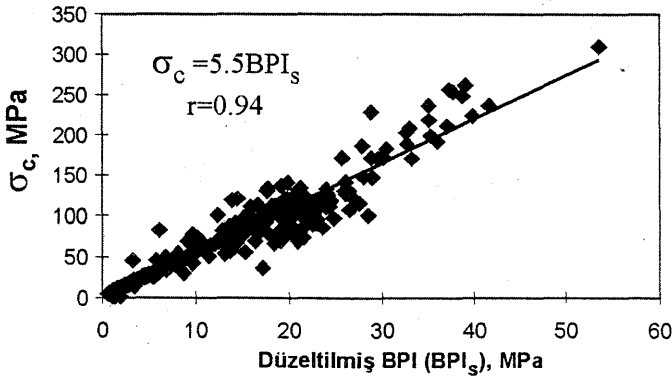
Schrier (1988), tek eksenli sıkışma dayanımı (σ_c) ile boyut düzeltmesi uygulanmamış BPI arasında 0.86'ya eşit bir korelasyon katsayısını veren aşağıdaki doğrusal ilişkiyi bulmuştur.

$$\sigma_c = 6.1BPI - 3.3 \quad [8]$$

Bu çalışmada ise, BPI deneylerinde kullanılan disk örnekleriyle aynı yönde alınmış 350 örneğin tek eksenli sıkışma dayanımları (σ_c) boyut düzeltmesi uygulanmış BPI (BPI_s) değerleri ile karşılaştırılmıştır. İstatistiksel analizler, her iki parametre arasında aşağıdaki eşitlikle ifade edilen güçlü bir doğrusal ilişkinin varlığını göstermiştir (Şekil 6).

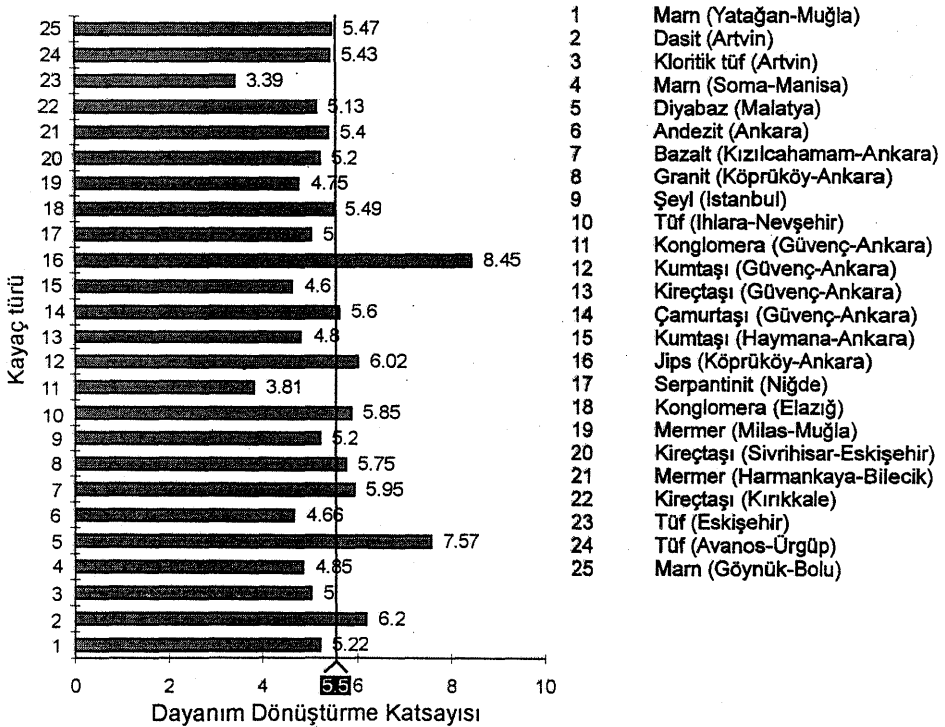
$$\sigma_c = 5.5BPI_s \quad [9]$$

Yukarıdaki ilişkinin % 95 güvenilirlik sınırları içinde istatistiksel olarak anlamlı olduğu, korelasyon katsayısı ($r=0.94$) üzerinde yapılan t-testi ile belirlenmiştir.



Şekil 6. Düzeltilmiş BPI ile tek eksenli sıkışma dayanımı arasındaki ilişki.

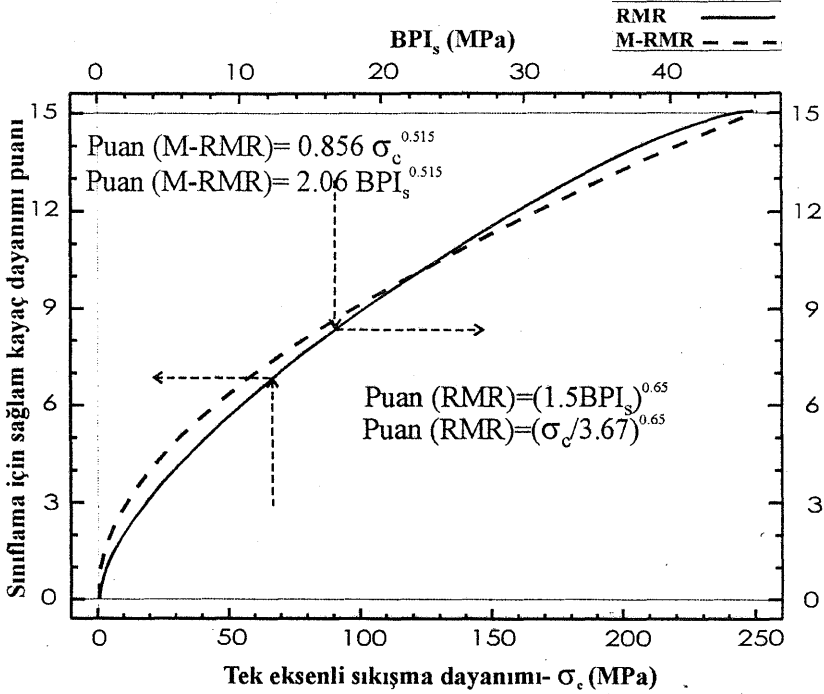
Nokta yükleme dayanım indeksi ($I_{s(50)}$) değerinin k gibi bir faktör ile çarpılarak tek eksenli sıkışma dayanımının (σ_c) tahmin edilmesinde kullanılmasına karşın, k 'nın 24 olarak alınabileceğini belirten bir araştırmacı (Bieniawski, 1975) dışında, hiçbir araştırmacı aynı k değerinin tüm kayalarla uygulanabileceğini ifade etmemiştir. Read vd.(1980), σ_c ile $I_{s(50)}$ arasındaki ilişkinin kayaç türü ve bozunmanın derecesine bağlı olduğunu belirtirken, Norbury (1986) k 'nın 13 ile 50 arasında bir değişim gösterdiğini ifade etmektedir. Bu nedenle günümüzde, kaya mekaniği konusunda çalışanlar, k faktörünün Bieniawski (1975)'nin önerdiği gibi her kaya türü için 24 olarak alınması yerine, nokta yükleme dayanımının bir indeks olarak kullanılmasının daha doğru olacağını kabul etmektedirler. Bu çalışmada σ_c -BPI_s ilişkisi için belirlenen dönüştürme katsayısının (5.5) incelenen her kayaç türü için geçerliliği ayrı ayrı kontrol edilmiştir. Şekil 7'deki histogramdan 4 kayaç türü (jips, diyabaz, konglomera ve incelenen tüflerden biri) hariç, dönüştürme katsayısının 4.6 ile 6.2 arasında dar bir aralıkta değiştiği ve tüm kayaçlar için hesaplanan ortalama dönüştürme katsayısının (5.39) Eşitlik 9' da verilen katsayıya (5.5) çok yakın olduğu belirlenmiştir. σ_c /BPI_s oranı olarak 5.5 katsayısının kullanılarak tek eksenli sıkışma dayanımının BPI değerlerinden tahmini en fazla %16 civarında bir hata payı getirmektedir. Dolayısıyla BPI'nin nokta yükleme indeksi kullanılarak yapılan dayanım tahminlerine oranla gerçek dayanıma daha yakın olan sonuçlar verdiği söylenebilir.



Şekil 7. Dayanım dönüştürme katsayısının bu çalışmada kullanılan kayaç türlerine göre değişimi.

3.2 BPI'nin Kaya Kütlesi Sınıflamasında Kullanımı

Tek eksenli sıkışma dayanımı veya nokta yükleme indeksi, RMR (Bieniawski, 1989) ve zayıf kayalar için önerilen M-RMR (Ünal vd., 1992; Ulusay vd., 1995; Ünal, 1996) kaya kütlesi sınıflama sistemleri tarafından sağlam kayacın dayanım parametresi olarak kullanılmaktadır. Yazarlar, BPI_s ve σ_c arasında bu çalışmada belirledikleri önemli ilişkiyi, özellikle zayıf kayalarda uygun örnek hazırlamanın güçlüklerini ve çok düşük dayanım değerlerinde σ_c ve $Is_{(50)}$ 'nin kullanılmaması önerisini (Bieniawski, 1989) dikkate alarak, BPI'nin alternatif bir indeks parametre olarak bu sınıflama sistemleri tarafından kullanılmasını önermişlerdir. Her iki sistemde kullanılmak üzere, bu çalışmada 5.5 olarak belirlenen dayanım dönüştürme katsayısı esas alınarak, BPI_s ve σ_c için sağlam kayacın sınıflama puan grafiği hazırlanmıştır (Şekil 8).

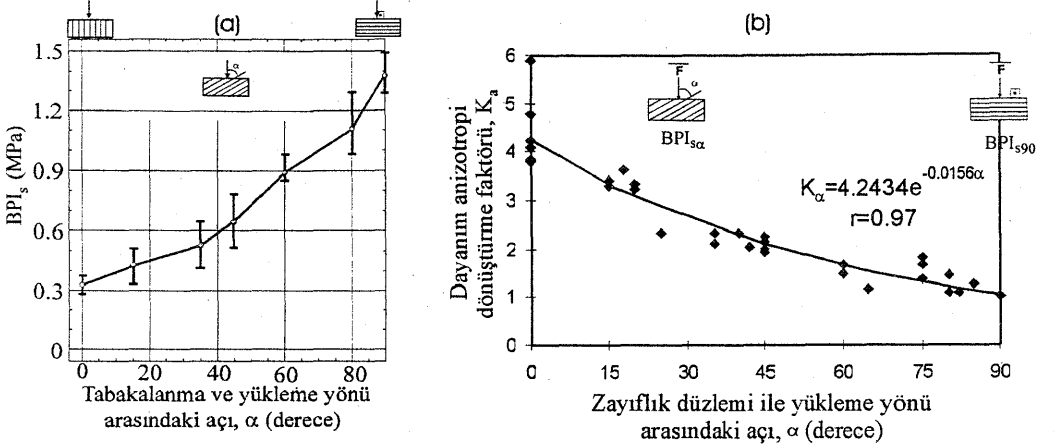


Şekil 8. RMR ve M-RMR kaya kütlesi sınıflama sistemleri için BPI ve tek eksenli sıkışma dayanımı puanlarına ilişkin abak.

3.3 Anizotropinin Değerlendirilmesi ve En Yüksek Dayanımın Belirlenmesi

Zayıflık düzlemlerine dik ve paralel yönde yapılan deneylerden elde edilen dayanım değerlerinin oranı dayanım anizotropisi olarak tanımlanmaktadır. Stacey (1980) ve Taselaar (1982; Schrier, 1988), tek eksenli sıkışma ve nokta yükleme deneylerinin yanı sıra, BPI deneylerinden de yararlanılarak dayanım anizotropisinin tayin edilebileceğini belirtmişlerdir. Bu çalışmada, laminalı marnlardan hazırlanan 154 yönlü örnek içerdikleri eğimli süreksizliklerin doğrultuları rijit makaslama (yükleme) bloğunun uzun eksenine paralel olacak şekilde deney düzeneğine yerleştirilmiştir. Tayin edilen BPI değerlerinden

dayanım anizotropileri değerlendirilmiş ve Şekil 9a'da BPI_s 'nin laminalanma düzlemleri ile yükleme yönü arasındaki açığa bağlı değişimi verilmiştir. Grafik üzerindeki her nokta yaklaşık 22 deneyin ortalaması olup, standart sapmalarıyla birlikte gösterilmiştir. Grafikteki eğilim, en yüksek dayanımın yüklemenin zayıflık düzlemine dik yönde uygulanmasıyla elde edileceğini göstermektedir. Bu belirleme Stacey (1980)'in bulgularıyla uyumlu olup, BPI deneyinden dayanım anizotropisinin tayini amacıyla da yararlanılabilir.



Şekil 9. (a) Tabakalanma ve yükleme yönü arasındaki açığa bağlı olarak BPI_s 'nin değişimi; (b) zayıflık düzlemi ve yükleme yönü arasındaki açığa bağlı olarak dayanım anizotropisi dönüştürme faktörünün değişimi.

BPI 'nin zayıflık düzlemlerinin yönelimine bağlı olarak değişim göstermesi nedeniyle, BPI ve σ_c 'nin karşılaştırılması ancak aynı yönde alınmış örneklerle mümkün olabilmektedir. Bu sınırlama dikkate alındığında, en yüksek dayanımın elde edileceği yönde yapılmış deneylere ilişkin sonuçlar önem kazanmaktadır. Ancak bu durumda, zayıflık düzlemleriyle herhangi bir açı yapacak şekilde alınmış karotlardan hazırlanmış disk örneklerden tayin edilmiş BPI_s değerlerinin, dayanımın en yüksek olduğu yöne ait BPI_s (BPI_{s90}) değerlerine nasıl dönüştürüleceğinin belirlenmesi gerekmektedir. Yazarlar bu amaçla, dayanım anizotropisi dönüştürme faktörü, K_α , olarak adlandırdıkları bir faktör önermişlerdir.

$$K_\alpha = BPI_{s90} / BPI_{s\alpha}$$

[10]

burada,

BPI_{s90} : zayıflık düzlemine dik yönde alınan örneklerin BPI değeri

$BPI_{s\alpha}$: zayıflık düzlemi ile herhangi bir açı yapacak şekilde alınan örneklerin BPI değeri

K_α değerlerine karşı yükleme yönü ile laminalanma arasındaki açılar (α) grafiğe işlenerek Şekil 9b'de ve Eşitlik 11'de verilen ilişki elde edilmiştir. Eğri üzerinde yer alan her nokta 5 deneyin ortalamasıdır.

$$K_\alpha = 4.24 e^{-0.0156\alpha} \quad [11]$$

10 ve 11 numaralı eşitlikler birleştirilmiş ve dayanımın en yüksek olduğu yöndeki BPI_s 'nin hesaplanması için aşağıdaki eşitlik önerilmiştir.

$$BPI_{s90} = 4.24 e^{-0.0156\alpha} BPI_{s\alpha} \quad [12]$$

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Disk makaslama indeks deneyinde örnek boyut etkisinin ve deneyin kullanım alanlarının araştırılmasını konu alan bu çalışmada varılan sonuçlar aşağıda belirtilmiştir.

- (1) BPI deneyinde standart (eşdeğer) çap ve kalınlık için 50 mm ve 10 mm değerleri esas alınarak, boyut düzeltmesinin yapılmasının kaçınılmaz olduğu belirlenmiştir.
- (2) Özellikle disk şeklinde dilimlere ayrılan zayıf kayalarda diğer dayanım deneylerine oranla daha kullanışlı olması, BPI'nin kaya kütlesi sınıflamalarında kullanılabilirliğini avantajlı hale getirmektedir.
- (3) BPI, çok az bir sapma vermesi nedeniyle, tek eksenli sıkışma dayanımının tahmininde nokta yükleme deneyine tercih edilebilir.
- (4) BPI deneyinden yararlanılarak dayanım anizotropisinin değerlendirilebilmesinin yanısıra, dayanım anizotropisi dönüştürme faktörü kullanılarak, eğimli süreksizlik içeren karot örneklerinin BPI değerlerinden en yüksek dayanım değeri de belirlenebilmektedir.
- (5) BPI, kayaç dayanımının belirlenmesinde ucuz, kolay ve hızlı bir yöntemle belirlenebilen indeks bir parametredir.

BPI deneyinde boyut düzeltmesinin dikkate alınması, deneyin gelecekte standart bir deney haline getirilmesinde rasyonel bir yaklaşım sağlayacaktır. Bununla birlikte, bu çalışmada önerilen yöntemin çok sayıda ve daha değişik kayaç türleri üzerinde de uygulanmasında ve deney sırasında örnekte gelişen gerilim dağılımıyla yenilme mekanizmasının nümerik modellerle de araştırılmasında yarar görülmektedir.

KAYNAKLAR

- Bieniawski, Z.T. (1975) The point load test in geotechnical practice. *Engineering Geology*, Vol. 9, pp.1-11.
- Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classification*. McGraw Hill, New York, 237 p.

- ISRM** (1981) *Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods*. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, Oxford, UK, 211p.
- Mazanti, B.B. and Sowers, G.F.** (1965) Laboratory testing of rock strength. *Proc. Symposium on Testing Techniques for Rock Mechanics*, Seattle, Washington, pp.207-227.
- Norbury, D.R.** (1986) The point load test. *Site Investigation Practise: Assessing BS 5930*, Geological Society, Engineering Geology Special Publication, No. 2, A.B. Hawkins (ed.), The Universities Press, Belfast, pp.325-329.
- Reed, J.R.L., Thornton, P.N. and Regan, W.M.** (1980) A rational approach to the point load test. *Proc. Australian-New Zealand Geomechanics Conference*, Wellington, New Zealand, Vol. 2, pp.35-39.
- Schrier, J.S.** (1988) The block punch index test. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No. 38, pp.121-126.
- Stacey, T.R.** (1980) A simple device for the direct shear testing of intact rock. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, Vol. 80, No.3, pp.129-130.
- Ulusay, R., Özkan, İ. and Ünal, E.** (1995) Characterization of weak, stratified and clay-bearing rock masses for engineering applications. *Fractured and Jointed Rock Masses Conference*, June 3-5, 1992, Lake Tahoe, California, L.R. Myer, N.G.W. Cook, R.E. Goodman, C.F. Tsang (eds.), pp.229-235.
- Ulusay, R. and Gökçeoğlu, C.** (1997) The modified block punch index test. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, No.6, 991-1001.
- Ulusay, R. and Gökçeoğlu, C.** (1998) An experimental study on the size effect in block punch index test and its general usefulness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35 (4/5), 628-629 (in *NARMS' 98-ISRM International Symposium*, June 3-5, Cancun, Mexico)
- Ünal, E., Özkan, İ. and Ulusay, R.** (1992) Characterization of weak, stratified and clay-bearing rock masses. *ISRM Symposium: EUROCK'92 Rock Characterization*, Chester, UK, J.A. Hudson (ed.), British Geotechnical Society, London, pp.330-335.
- Ünal, E.** (1996) Modified rock mass classification: M-RMR System. *Milestones in Rock Engineering, The Bieniawski Jubilee Collection*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 203-223.

BİLGİSAYAR KONTROLLÜ SÜREKLİ YENİLME DURUMLU ÜÇ EKSENLİ DENEY SİSTEMİ GELİŞTİRİLMESİ

DEVELOPMENT OF COMPUTER CONTROLLED CONTINUOUS FAILURE STATE TRIAXIAL TEST SYSTEM

Hakan BAŞARIR, Taylan BOZDAĞ, Celal KARPUZ

Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 06531, Ankara

ÖZET

Bu bildiride sürekli yenilme durumlu üç eksenli deney gözden geçirilmiş ve bilgisayar kontrollü bir CFST deney sistemi geliştirilmiştir. Geliştirilen bu sistem esas olarak eksenel yükleme, üç eksenli hücre, yanal basınç ünitesi, bilgisayara monte edilen veri toplama, depolama kartı ve kontrol yazılımı CONFAIL'den oluşmaktadır. Geliştirilen deney sisteminde veri toplama, depolama ve kontrol işlemleri CONFAIL yazılımı tarafından yapılmaktadır. Program sayesinde, bütün veriler izlenerek ileride değerlendirilmek üzere çıktı dosyalarına depolanırlar. CFST deneylerinde elde edilen sonuçlar, geliştirilen bu sistemin güvenilirliği açısından klasik deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma yapmak amacı ile Ankara andezit'i numuneleri üzerinde hem CFST, hem de standart deneyler uygulanmış ve iki deneyden de benzer kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri elde edilmiştir.

ABSTRACT

In this paper, continuous failure state triaxial test is reviewed and a computer controlled CFST system has been developed. The developed system is mainly composed of axial loading system, triaxial cell, confining pressure system, and data acquisition card mounted to a personal computer and control software, called CONFAIL. With the help of the software, all data are monitored and stored on output files for further processing. The test results obtained from CFST are compared with the conventional test results, to verify the validity of CFST results. Andesite samples from Ankara are utilised for comparison purpose, and similar cohesion and internal friction angle values are obtained both from conventional test and CFST.

1. GİRİŞ

Kaya mühendisliği tasarımlarında en önemli problem, kaya kütlelerinin arazi şartlarındaki gerilme özelliklerini uygun bir ekipman kullanarak laboratuvar numunesi üzerinde modellemek ve benzetmektir. Üç eksenli deney sistemi, numune üzerine arazi gerilmelerine benzer şekilde yük uygulayabilmekte ve bu sayede tasarım problemleri için gerekli olan kayacın kohezyonu (c) ve içsel sürtünme açısı (ϕ), gibi mekanik özellikleri bulunabilmektedir.

Yenilme zarfını elde etmek için üç çeşit üç eksenli dayanım deneyi kullanılmaktadır. Bunlar; klasik üç eksenli dayanım deneyi (CTT), çoklu yenilme durumlu üç eksenli dayanım deneyi ve sürekli yenilme durumlu üç eksenli dayanım deneyleridir (CFST). Klasik deneyde, tek tek numunenin kullanılması sonucu yenilme zarfı elde edilmekte, çoklu yenilme durumlu ve sürekli yenilme durumlu deneylerde ise yenilme zarfı tek bir numunenin kullanılması ile elde edilebilmektedir.

Sürekli yenilme durumlu deneyin diğer iki deney yöntemine göre aşağıda sayılan avantajlarından dolayı bu araştırma için, CFST deney yöntemi bu araştırma için seçilmiştir.

- (a) Klasik deneyde sadece üst dayanım zarfı elde edilebilmekte, halbuki sürekli yenilme durumlu deneyde hem üst hem de alt dayanım zarfları elde edilmektedir.
- (b) Ekonomik açıdan bakıldığında klasik deney için çok sayıda numune ve de uzun zaman gerekmektedir. Diğer yandan, sürekli yenilme durumlu deneyde tek bir numunenin kullanılması yeterlidir. Sondajlarda karot alımı sırasında ortaya çıkan bazı güçlüklerden dolayı değerlendirilebilir numune sayısı az olduğu durumlarda, kayacın üç eksenli karakteristiğinin klasik deneyde belirlenememesi halinde CFST kullanılarak söz edilen karakteristik belirlenebilmektedir.
- (c) Klasik dayanım zarfı noktasal olarak elde edilmekte, öte yandan CFST’de bu zarf eksenel gerilmenin, σ , ve yanal basıncın, P , sürekli kaydedilmesi ile bir hat olarak belirlenebilmektedir.

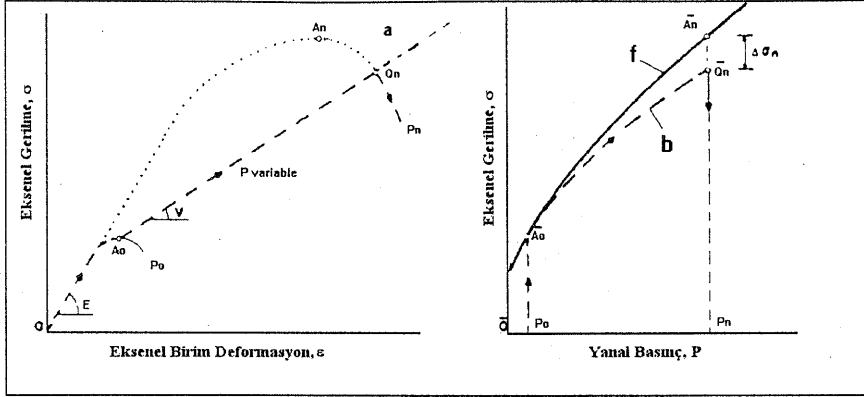
2. SÜREKLİ YENİLME DURUMLU ÜÇ EKSENLİ DAYANIM DENEYİ

Bu deney metoduna aynı zamanda “Birim Deformasyon Kontrollü Deney”de denilmekte ve çoklu yenilmeli deneye benzer şekilde kırılma zarfı tek bir numune kullanılarak elde edilebilmektedir. Dayanım zarfı, eksenel gerilme (σ), yanal basınç (P), grafiğinde, yanal basıncın artırılması ile kırılma durumundaki denge halinin sürekliliği devam ettirilerek tanımlanır. Bu deney tipi Kovari ve Tisa (1975) tarafından önerilmiş ve ISRM (Kovari ve ark., 1983b) tarafından önerilen deneyler arasına alınmıştır.

2.1 Deney Yöntemi

Başlangıçta önceden belirlenmiş olan ilk yanal basınç değerine, P_0 , ulaşıncaya kadar yanal basınç ve eksenel yük eşdeğer şekilde artırılır. P_0 (ilk yanal basınç değeri) sabit tutulurken eksenel yük ilk tepe dayanımı noktasına (A_0) ulaşılan kadar tekdüze artırılır. Bu artırımın oranı $10^{-2} - 10^{-3}$ ϵ/s birim deformasyon limitleri içinde kalınacak şekilde yapılır. A_0 noktasından başlanarak ilk gerilme-birim deformasyon eğrisinin doğrusal

kısımla aynı eğime sahip bir doğru çizilir. Birim deformasyon-eksenel gerilme grafiğinde çizilen doğru üzerinde ilerlenebilmesi için yanal basınç ekstenel gerilmeye göre sürekli olarak ayarlanır. Daha önce belirlenen noktaya gelindiğinde yanal basınç (Q_n) sabit tutulurken ekstenel gerilme verilen limitler içinde kalınacak şekilde yükseltilir. Bu olay A_n noktasında kırılmaya yol açacaktır. Eğer ekstenel yük artırılmaya devam edilirse ekstenel gerilme kalıcı dayanım değerine düşecektir. Bu noktadan sonra yanal basınç numune üzerinde yük kalmayana kadar düşürülür. Gerilme-yanal basınç grafiğinde hem tepe dayanımı zarfı hem de kalıcı dayanım zarfları görülür (Şekil 1).



Şekil 1. CFST için ekstenel gerilme-birim deformasyon ve ekstenel gerilme-yanal basınç grafikleri (Kovari ve ark., 1983a).

Bu deney yönteminde kalıcı dayanım zarfı doğrudan elde edilir. Kalıcı ve tepe dayanım zarfları matematiksel olarak doğrusal veya doğrusal olmayan formlarda açıklanabilir $\sigma = m_i P + b_i$. Bu doğrunun y eksenini kestiği nokta b_i noktası ve eğimi ise m_i dir. Verilen bu eşitlikten tepe içsel sürtünme açısı (ϕ_p) ve kalıcı içsel sürtünme açısı (ϕ_r) değerlerinin hesaplanması için Eşitlik [1] kullanılır.

$$\phi_i \approx \sin^{-1} \left(\frac{m_i - 1}{m_i + 1} \right) \quad c_i \approx b_i \left(\frac{1 - \sin \phi_i}{2 \cos \phi_i} \right) \quad [1]$$

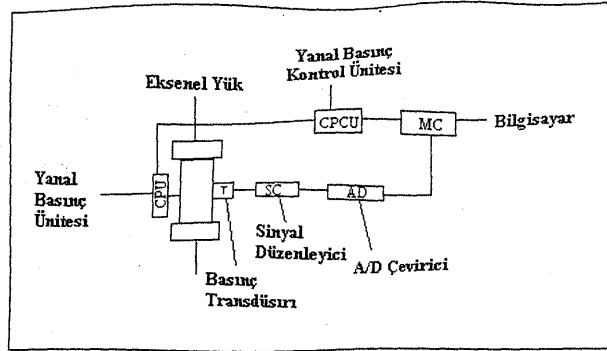
3. GELİŞTİRİLEN BİLGİSAYAR DENETİMLİ CFST DENEY EKİPMANI

Yapılan literatür araştırması sonucu bu özel deney ekipmanından beklenen özellikler belirlenmiş ve aşağıda sayılan parçaların gerekliliğine karar verilmiştir (Şekil 2) (Kovari ve ark., 1983a) (Anonim, 1997). Geliştirilen deney ekipmanının ana parçaları şunlardır.

3.1 Eksenel Basınç Ünitesi

Numune üzerine ekstenel basıncı uygulamak için ekstenel basınç ünitesi olarak ELE-3000 Autotest yükleme presi kullanılmıştır. Makinanın yükleme kapasitesi 3000 kN'dur. Eksenel yük makina üzerinde bulunan analog çıktı ünitesinden okunmuştur.

Analog çıktı değeri, 0-3000 kN değeri karşılık gelen 0-5V_{DC} aralığındadır. Yükleme hızı makinanın sabit yükleme opsiyonundan faydalanılarak istenen aralıkta uygulanmıştır. Eksenel yükleme ünitesinden alınan analog çıktı sinyalleri kalibrasyon eşitliği kullanılarak yük değerine çevrilmektedir.



Şekil 2. Geliştirilen CFST düzeneğinin ana parçaları.

3.2 Yanal Basınç Ünitesi

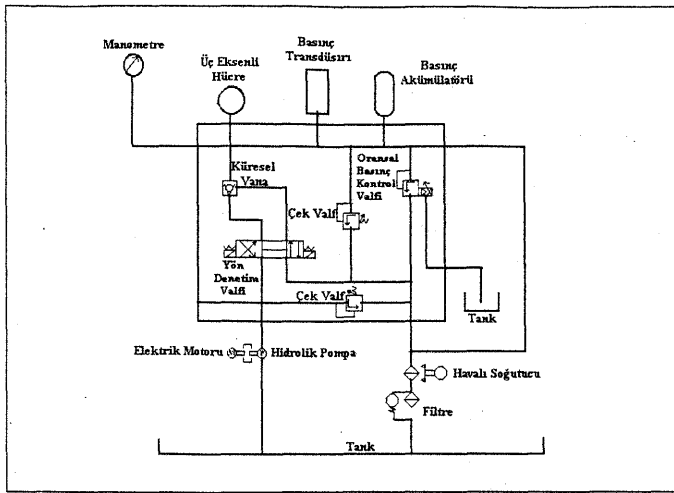
Yanal basınç ünitesinde elektro-hidrolik kapalı devre sistemi kullanılmıştır. Bu sistem sayesinde basınç, deney boyunca sürekli olarak izlenebilmekte ve kontrol edilmektedir. Yanal basınç değerinin artırılması ya da azaltılması, basınç ölçerden gelen geri besleme sinyaline göre oransal basınç kontrol vanası tarafından kontrol edilmektedir.

Kullanılan sistemin ana parçaları 40 litreli kapasiteli hidrolik tank, havalı soğutucu, filtre, hidrolik pompa, elektrik motoru, oransal basınç kontrol vanası, çek valf, basınç ölçer ve basınç akümülatörüdür (Şekil 3).

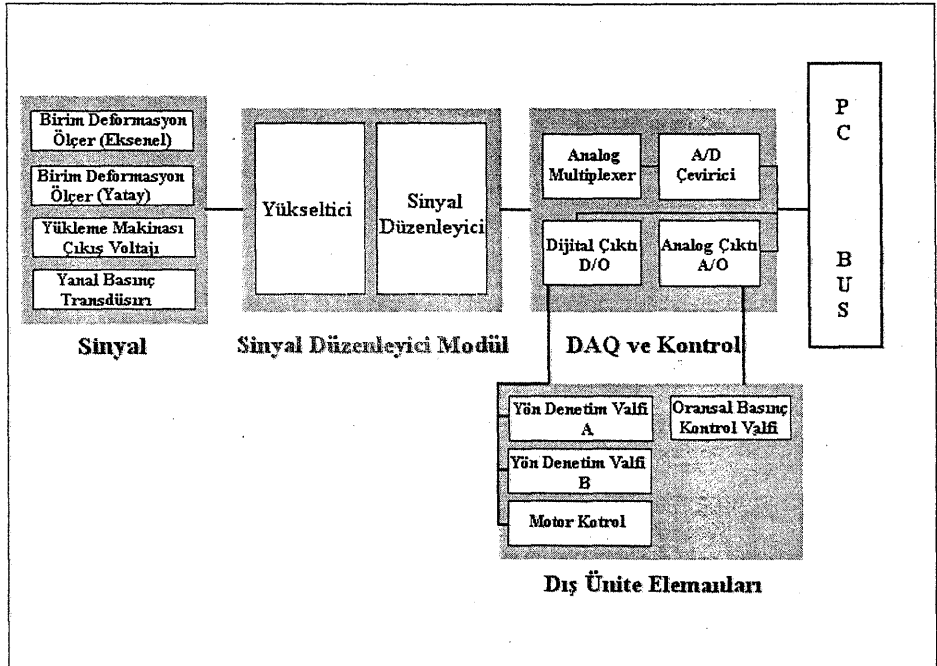
3.3 Veri Toplama, Depolama ve Kontrol Ünitesi

Veri toplama, depolama ve kontrol sisteminin (DAQ) amacı; deney sırasında gerek ölçerlerden, gerekse eksenel yükleme ünitesinden elde edilen verilerin değerlendirilerek sonraki işlemler için saklanması ve deneyin kontrolüdür. Geliştirilen veri toplama, depolama ve kontrol sistemi ölçerler, sinyal düzenleyici, A/D çevirici, kaydedici ve bilgisayar parçalarından oluşmaktadır. Ünitenin basitleştirilmiş şeması Şekil 4'te verilmiştir.

CFST deneyinde kırılma durumunun tespiti çok önemli olup, σ - ϵ eğrisinin eğiminin yataya yaklaştığı noktanın tespiti ile mümkündür. Bu yatay kısmın standart deney ekipmanları ile belirlenmesi oldukça güç olduğundan, bilgisayar kontrollü deneyin daha güvenilir olacağı şüphesizdir.



Şekil 3. Hidrolik ünite şeması.



Şekil 4. Veri toplama, depolama ve kontrol ünitesinin bileşenlerinin blok diyagramı.

3.3.1 Ölçerler

Deney sisteminde ölçülmesi gereken değişkenlerin değerlerini (birim deformasyon, basınç) elektrik sinyalleri cinsinden ölçmek için kullanılır. Bu çalışmada yanal basıncı ölçmek için bir adet basınç ölçer ve numune üzerindeki eksenel birim deformasyonları ölçmek içinse "Tam Köprü" konfigürasyonunda birim deformasyon ölçerler kullanılmıştır.

3.3.2 Sinyal Düzenleyiciler

Sinyal düzenleyiciler kayıt ve sonraki işlemler için gerekli olan kalitede sinyal eldesi için kullanılmaktadır. Sinyal düzenleyiciler sinyal yükseltimi, sinyal filtrasyonu ve bazen de ölçerlerin beslenmesi gibi aynı anda bir veya birden fazla sayıda işlevi yerine getirebilirler. Bu çalışmada PCL 5B sinyal düzenleyici modüller kullanılmıştır. Modüllerin giriş voltajı 0-10 V_{DC} arasında olup 16 kanala kadar sinyal filtrasyonu gerçekleştirilebilmektedir (Anonim, 1997).

3.3.3 A/D Çevirici

A/D çeviriciler; analog sinyallerini düzenleme, işleme ve depolama için uygun olan dijital forma çevirmek için kullanılırlar. Bu araştırmada PCL 812 PG laboratuvar kartı A/D çevirici olarak kullanılmıştır. Kullanılan kart 16 tek sonlu kanala sahip olup giriş voltajı $\pm 10V_{DC} \pm 0.3125 V_{DC}$ aralığında ayarlanabilmektedir (Anonim, 1997).

3.3.4 Kaydediciler

CONFATIL yazılımı kullanılarak gerekli olan veriler bilgisayarın dinamik RAM'ine kaydedilmekte daha sonra disketler veya RS-232 iletişim kablosu aracılığı ile ana bilgisayara aktarılmaktadır.

3.3.5 Bilgisayar

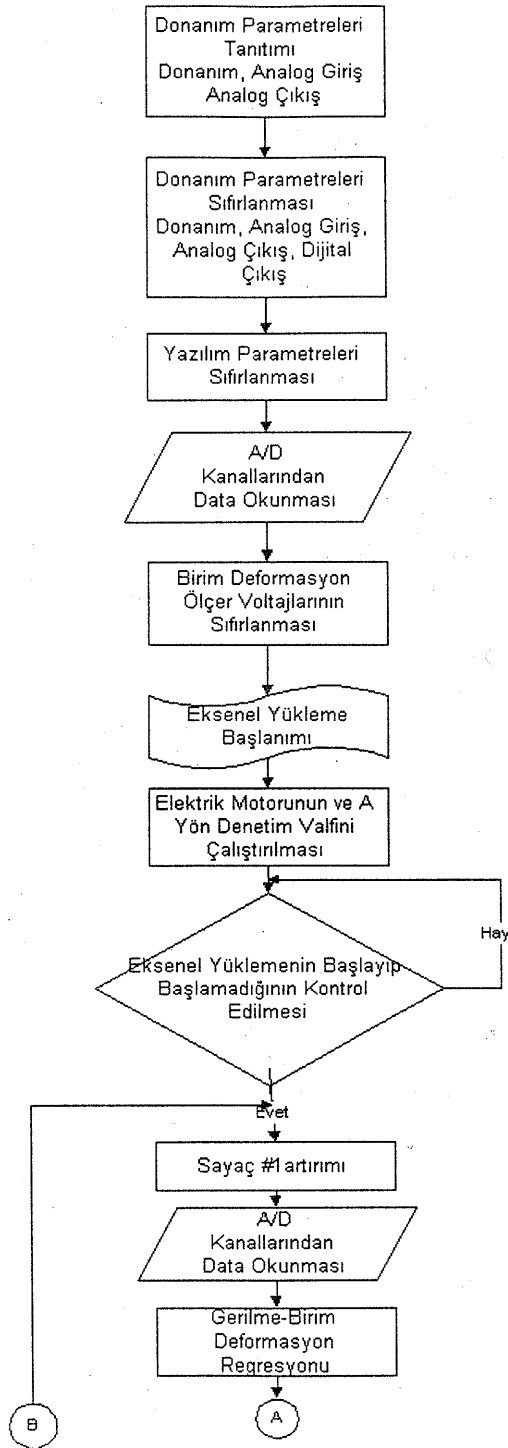
Bilgisayarlar veri toplama, depolama ve kontrol ünitelerinin ana işlem ve depolama merkezleridir ve A/D çevirici kart bilgisayarla direk iletişim halindedir. Bu çalışmada IBM uyumlu 80386 DX40 4 MB RAM kapasiteli bir bilgisayar kullanılmıştır.

3.4 Veri Toplama ve Kontrol Yazılımı

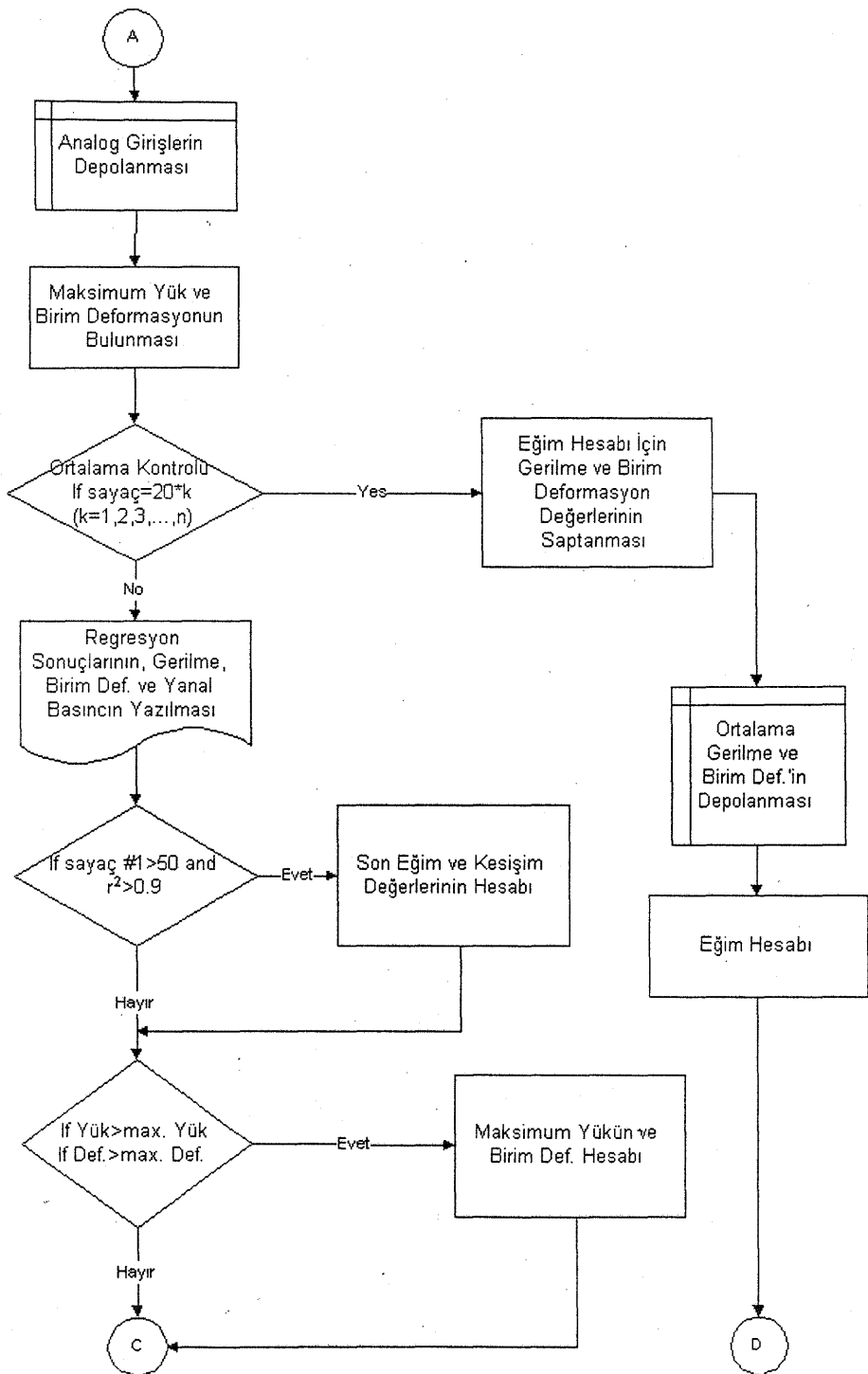
Veri toplama, depolama ve kontrol işlemleri için Visual Basic 4.1 programlama dilinde kodlanmış olan CONFATIL yazılımı CFST sistemi için geliştirilmiş olup, bu yazılımın akım şeması Şekil 5'te verilmiştir. CONFATIL yazılımı, sistemi otomatik olarak önceden belirlenen bir algoritmaya göre yönetmekte ve dört ana kısımdan oluşmaktadır.

a) Hazırlık kısmı , b) Eksenel kısım, c) Üç eksenli kısım ve d) Bitiş kısmı.

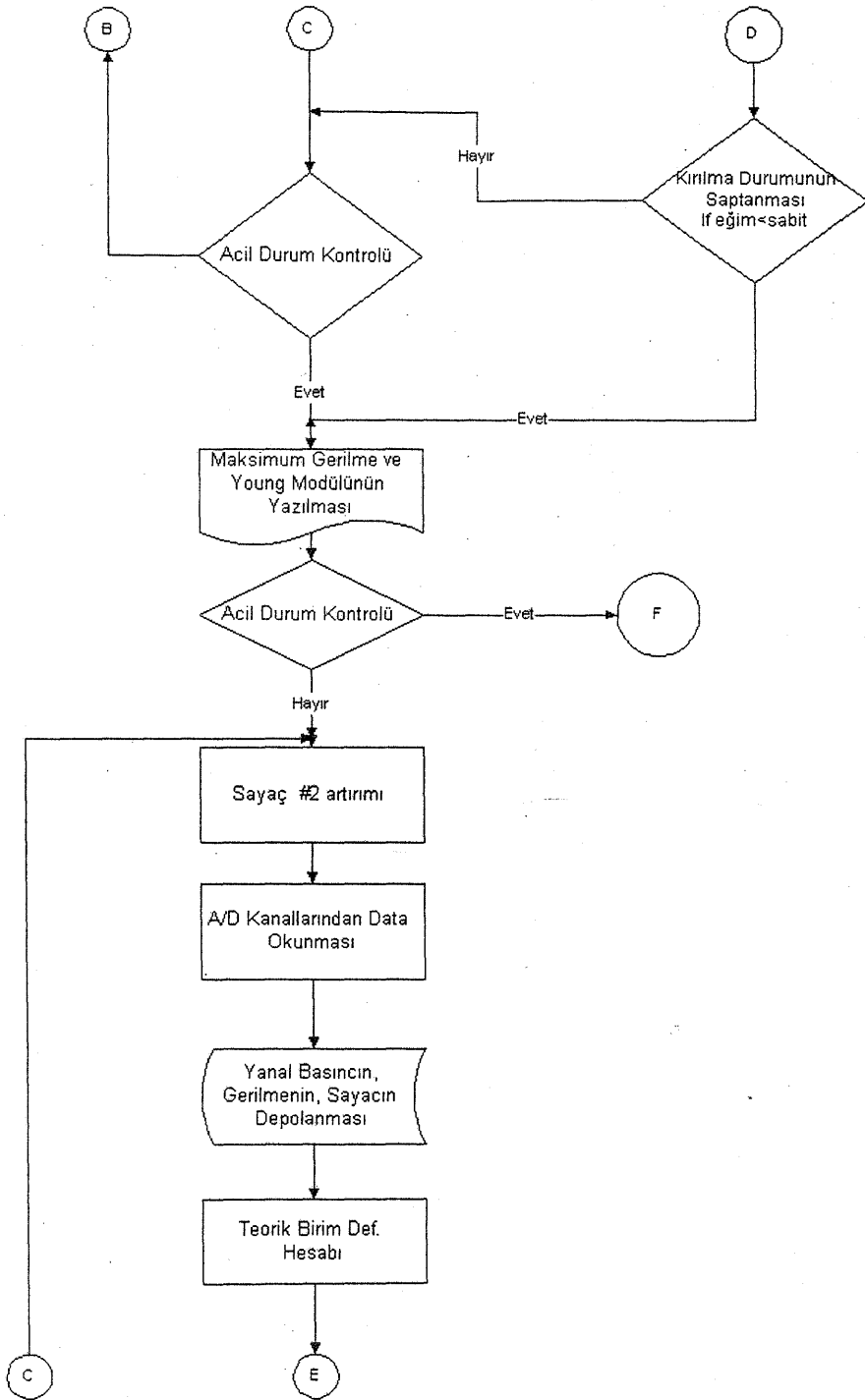
Hazırlık kısmında donanım ve yazılım parametrelerinin tanıtımı, sıfırlanması, birim deformasyon ölçerlerin giriş voltajının verilmesi ve eksenel yüklemenin başlatılması işlemleri gerçekleştirilir.



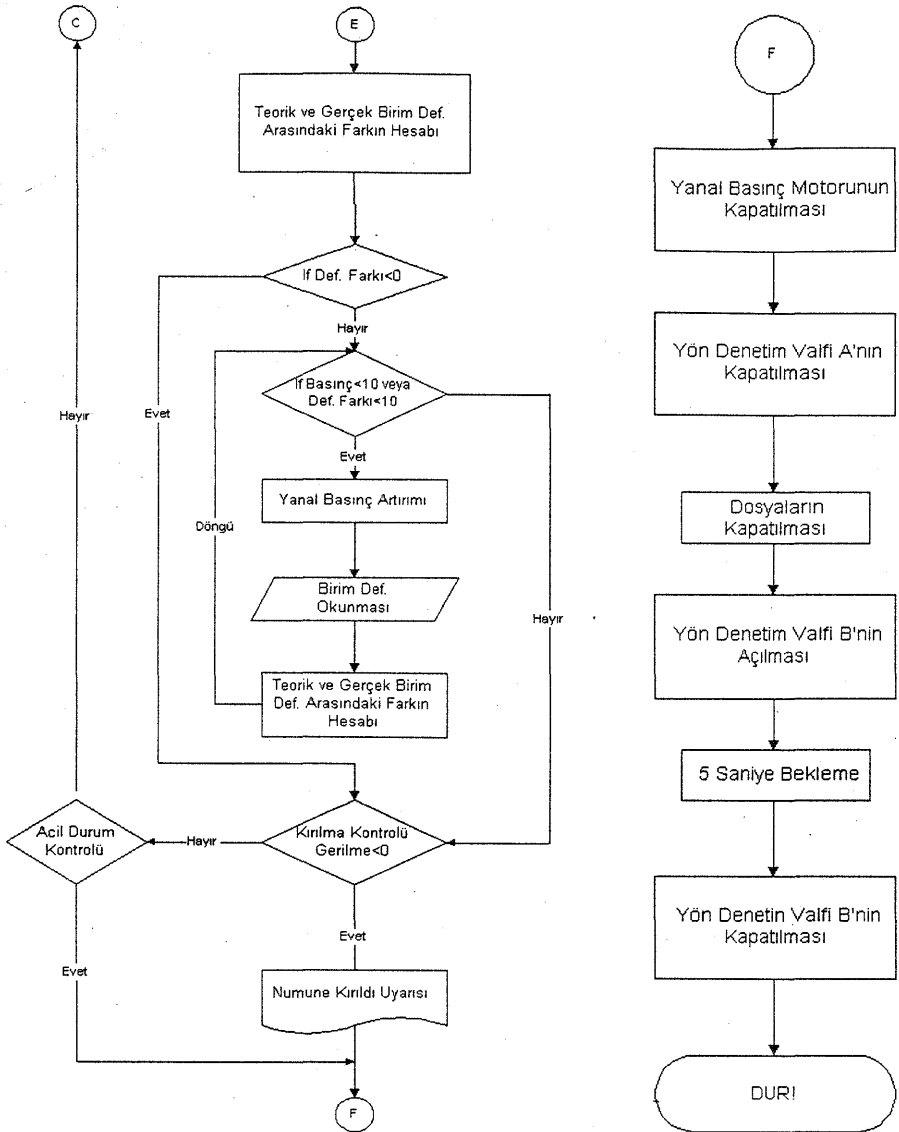
Şekil 5. CONTFAIL yazılımının akım şeması.



Şekil 5. (devamı).



Şekil 5. (devamı).



Şekil 5. (devamı).

Eksenel kısımda amaç, numuneyi yenilme durumuna getirene kadar yüklemek ve σ - ϵ grafiğinde elde edilecek olan doğrusal kısmın eğimini saptamaktır. Eksenel yükleme başlar başlamaz gerekli olan ilk yanal basınç, oransal basınç kontrol vanasına dijital çıktı sinyali gönderilmesi ile uygulanır. Ayrıca, bu kısımda, yenilme durumuna ulaşılan kadar gerekli olan eksenel birim deformasyon (ϵ), ve eksenel gerilme (σ), okunması, verilerin depolanması, maksimum σ ve ϵ tespiti, acil durum kontrolü işlemleri gerçekleştirilir. Okunan ϵ ve σ değerleri sürekli izlenerek doğrusal kısmın eğimi saptanır ve kırılma durumu eğimin yataya yaklaştığı nokta olarak tespit edilir. Kırılma durumunun tespitinden sonra ise maksimum eksenel gerilme ve maksimum birim deformasyon hesaplanarak kontrol üç eksenli kısma aktarılır.

Elde edilen doğrusal kısmın eğimi kullanılarak numunenin kırılma noktasından itibaren σ - ϵ grafiğinde izlemesi istenen doğru üzerindeki yer alan teorik birim deformasyon, ϵ_T değeri eşitlik [2] kullanılarak hesaplanır. Hesaplanan ϵ_T değeri ile okunan (gerçek) ϵ_R değeri arasındaki farka göre oransal basınç kontrol vanasına analog çıktı sinyali gönderilerek hücre basıncı artırılır veya azaltılır. Bu sayede, numunenin izlemesi istenen rota izletilmiş olur. Yine acil durum olup olmadığı sürekli kontrol edilir ve numunenin kırılmasının hemen ardından kontrol bitiş kısmına aktarılır.

$$\epsilon_T \approx \frac{(\sigma_A - \sigma_{\max})}{\text{Slope}} + \epsilon_{\max} \quad [2]$$

Bu eşitlikde:

- ϵ_t = Teorik birim deformasyon,
- $\epsilon_{\max}$ = Eksenel kısımda elde edilen maksimum birim deformasyon değeri,
- σ_A = Üç eksenli kısımda her okumada hesaplanan gerilme,
- $\sigma_{\max}$ = Eksenel kısımda uygulanan maksimum gerilme,
- Slope = Gerilme birim deformasyon grafiğinin doğrusal kısmının eğimi.

Bitiş kısmında ise yön denetim vanasının boşaltım kanalı dijital sinyal gönderilerek açılır, elektrik motoru kapatılır. Daha sonra yön denetim vanasının her iki kanalı ve çıktı dosyaları kapatılarak CONTFAIL yazılımından çıkılır.

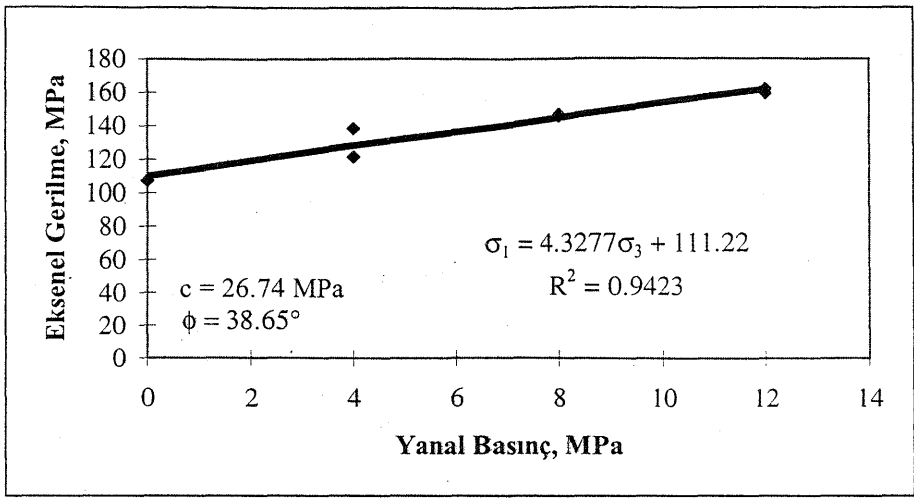
4. DENEY SONUÇLARI

Taze, az ayrıışmış Ankara andeziti üzerinde klasik ve CFST üç eksenli deneyler yapılmıştır. Klasik üç eksenli deneyde uygulanan yanal basınç değerleri sırasıyla 4, 8, 12 MPa'dır. Her iki deney sonucunda elde edilen değerler Çizelge 1'de verilmiştir. Ayrıca klasik ve CFST üç eksenli deneylerinin gerilme-yanal basınç grafikleri sırasıyla Şekil 6 ve 7'de verilmiştir.

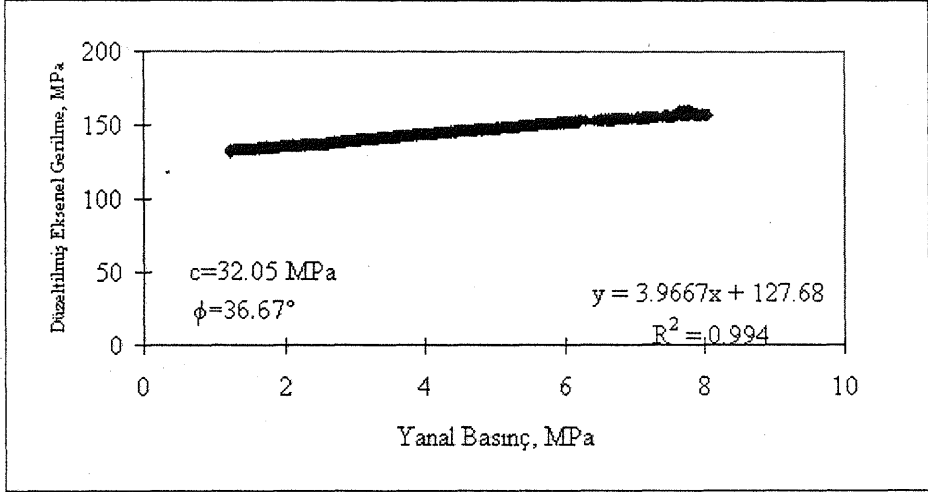
Bu araştırmada kullanılan eksenel yükleme makinasının yumuşak (soft) olmasından dolayı kırılma durumu erken saptanmış ve kalıcı dayanım zarfı elde edilememiştir. Eğer sıkı (stiff) bir yükleme aleti aynı donanım ve yazılım ile kullanılsa idi, kalıcı dayanım zarfı elde edilebilecekti.

Çizelge 1. Klasik ve CFST üç eksenli deney sonuçları.

Deney Yöntemi	Üç Eksenli Dayanım Zarfı	Regresyon Katsayısı R^2	Young Modülü (Gpa)	İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	Kohezyon, c (Mpa)
Klasik	$\sigma_1 = 111.2 + 4.33\sigma_3$	0.9423	-	38.6°	26.74
CFST # 1	$\sigma_1 = 127.7 + 3.97\sigma_3$	0.9940	16.9	36.7°	32.03
CFST # 2	$\sigma_1 = 121.3 + 4.00\sigma_3$	0.9977	13.6	36.9°	30.32
CFST # 3	$\sigma_1 = 132.9 + 4.78\sigma_3$	0.9934	14.6	40.8°	30.41



Şekil 6. Klasik üç eksenli deney sonucu.



Şekil 7. CFST#1 üç eksenli deney sonucu.

5. SONUÇLAR

Bu araştırmanın sonucunda bilgisayar destekli CFST deney düzeneği geliştirilmiştir. Geliştirilen sistem, temel olarak, mekanik ve elektriksel parçalardan oluşmaktadır. Deneyin kontrolü ise önceden belirlenmiş bir algoritma içerisinde CONTFAIL yazılımı tarafından yapılmaktadır.

Numune sayısının az olduğu ve uzun dönemli projelerde, geliştirilen CFST deney sistemi daha avantajlıdır. Bu sistem aynı zamanda, tepe ve kalıcı dayanım zarflarının

her ikisinin de tayini ve kayacın üç eksenli karakteristiklerinin daha hassas olarak saptanmasını sağlar.

Geliştirilen deney sistemi Ankara andeziti üzerinde yapılan deneylerde başarı ile kullanılmıştır. Saptanan içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerleri ise sırasıyla 30.92 MPa ve 38.1°'dir. Klasik üç eksenli dayanım deneyinden elde edilen sonuçlar ise 26.74 MPa ve 38.6°'dir.

Sonuçlar göstermiştir ki; geliştirilen sistemin kayaçların üç eksenli karakteristiklerinin belirlenmesi için güvenilir bir sistem olduğunu göstermiştir. Buna rağmen ekipman üzerinde bazı değişiklikler yapılarak sistem daha hassas bir hale getirilebilir.

KAYNAKLAR

- Anonim, 1997. Master Catalog, Total Solution for PC-based Industrial and Lab. Automation.
- Kovari, K. ve Tisa A., 1975. Multiple failure state and strain controlled triaxial tests. *Rock Mechanics*, Vol. 7, pp. 17 - 33.
- Kovari, K., Tisa, A. ve Attinger, R. O., 1983a. The concept of "Continuous Failure State Triaxial Test", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, v. 16, pp. 117 - 131.
- Kovari, K., Tisa, A., Einstein, H. H. ve Franklin, J. A., 1983b. Suggested Methods for Determining the Strength of Rock Materials in Triaxial Compression: Revised Version, *International Journal Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanic Abstract*, Vol. 20, No. 6, pp. 283 - 290.

GRANİTİK BİR KAYADA MAKRO VE MİKRO - POROZİTE İLE BASMA DAYANIMI BAĞINTISI

CORRELATION OF MACRO AND MICRO - POROSITY WITH COMPRESSIVE STRENGTH IN A GRANITIC ROCK

Ersin AREL, *Sakarya Üniversitesi, Müh. Fak., 54040 ADAPAZARI*

Akın ÖNALP, *Sakarya Üniversitesi, Müh. Fak., 54040 ADAPAZARI*

ÖZET

Ayrışma/yıpranma kayacın zemine dönüşmesini sağlayan bir süreçtir. Bu bildirinin dayandığı araştırma programında ayrışma sonucu zemine dönüşen İstanbul Çavuşbaşı granodiyoritinin ayrışma evrelerinin sayısal bir yöntemle tanımlanması amaçlanmıştır. Yapılan deneysel çalışmada farklı ayrışma indislerinin boşluk geometrisine nasıl yansıdığı ölçülmüş ve kayadan zemine geçişin belirlenmesi için bir kriter önerilmiştir.

ABSTRACT

Experimental work, performed mainly through determination of pore size distribution by mercury porosimetry has indicated a well defined border between intact rock and its soil form. Thus, a criterion to define the lower limit of rock has been proposed by the use of the slope of the pore size distribution curve for a granodiorite.

1. GİRİŞ

Bu bildiride; granodiyoritin kaya özelliklerini yitirerek ayrışması sonucu; kaya, zemin ve geçiş bölgesi sınırının belirlenmesi için makro ve mikro-porozite ölçümleri ile basma dayanımı incelenerek bu sınırın kesin olarak saptanması amaçlanmıştır.

Önalp ve Arel (1996) tarafından daha önce yayınlanmış olan bildiride önerilmiş olan altı farklı yöntemden boşluk geometrisi yaklaşımı ve basma dayanımı, yapılan deneyler ve elde edilen bulgular ile ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

Çalışma, İstanbul - Beykoz yöresinden alınan ve ayrışma sürecinde killeşme göstermeyen Permien yaşlı Çavuşbaşı granodiyoriti üzerinde gerçekleştirilmiştir. Granodiyoritin kayadan zemine geçişi örnekler altı farklı ayrışma evresine ayrılarak deneylere tabi tutulmuştur. Bu gruplar taze kaya, az derecede ayrışmış, orta derecede ayrışmış, yüksek derecede ayrışmış, tamamen ayrışmış ve kalıntı zemin olarak (Anon 1995) sınıflandırılmaktadır.

2. POROZİTE ÖLÇÜMLERİ

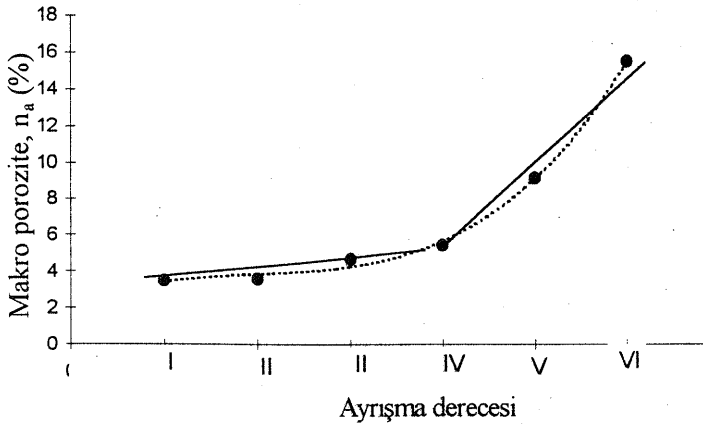
Porozite ölçümleri altı farklı ayrışma evresine ayrılarak seçilmiş örnekler üzerinde iki farklı yöntemde gerçekleştirilmiştir. Sonuçlar Çizelge 1’de sunulmuştur.

Çizelge 1. Farklı ayrışma evrelerindeki numunelerde ölçülmüş makro ve mikro porozite değerleri

Ayrışma Sınıfı	Makro porozite n_a (%)	Mikro porozite n_m (%)
I	3.48	0.86
II	3.57	3.35
III	4.65	3.75
IV	5.42	7.40
V	9.08	10.07
VI	15.50	18.80

2.1. Makro Porozite

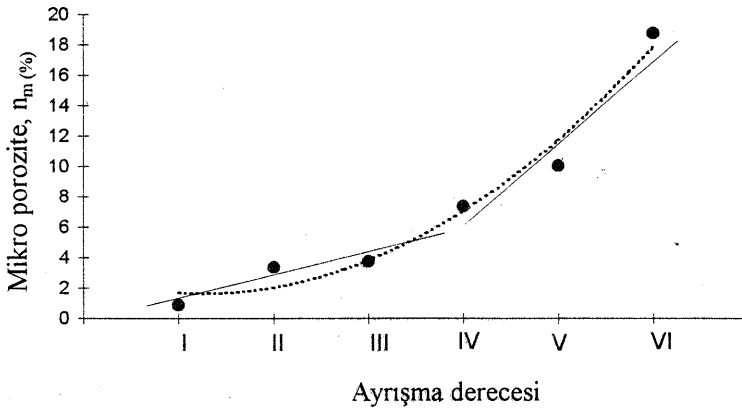
Taze ve ayrışmış granodiyorit örneklerinin makro (*apparent*) poroziteleri su emme metodu ile belirlenmiştir. Su emme metodu, ISRM 1981’e göre örneklerin kaynamış su dolu vakum desikatöründe havası alınıp doyurulduktan sonra ağırlıkça su emme miktarının belirlenmesidir. Şekil 1’de makro porozite ile ayrışma derecesi arasındaki ilişki verilmiştir. III. ayrışma gurubundan itibaren kayanın makro porozite değerinin önemli artışlar gösterdiği bulunmuştur.



Şekil 1. Görünür porozite ile ayrışma derecesi arasındaki ilişki

2.2. Mikro Porozite

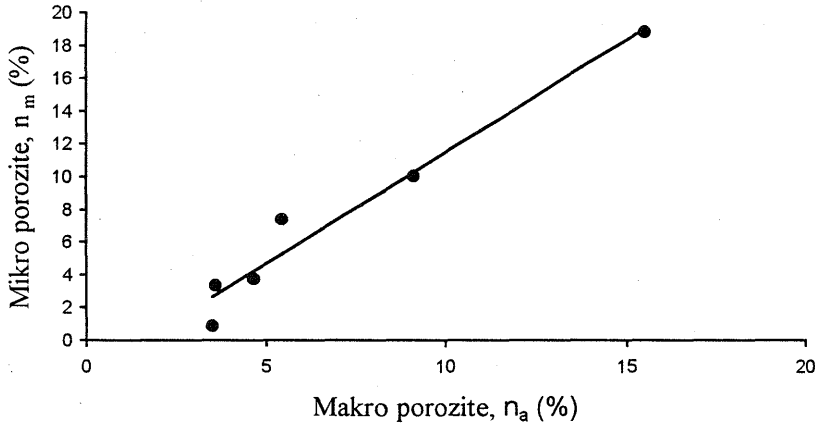
Çalışmanın bu bölümünde bir kayanın değişik ayrışma evrelerinin boşluk geometrisine nasıl yansıdığı araştırılmıştır. Boşluk çapı ölçümleri, bu amaç için en güvenilir yöntem olan cıva porozimetresinde yapılmıştır. Gerek bu deneyden elde edilen sonuçların karşılaştırılması gerekse örneklerdeki boşlukların geometrisi ile birlikte boyutlarını (boşluk çapı dağılımı) belirlemek amacıyla bu deneyde ASTM D 4404-84' e uyulmuştur.



Şekil 2. Mikro porozite ile ayrışma derecesi arasındaki ilişki

Buradaki bulgular özetlenecek olursa civa sokulum yönteminin granodiyorit ayrışmasının duyarlı biçimde ölçülebilir bir deney olduğu ve Çavuşbaşı granodiyoritinde kayadan zemine dönüşümün III. ayrışma gurubunda belirlediğini göstermektedir. Buradan çıkan sonuç, bu kayada zemine geçiş evresinin III. ve IV. guruplarda gerçekleşmesi gerekeceği yönünde olmaktadır.

Her iki deney sistemi karşılaştırıldığında, su emme metodunda örnekteki boşlukların içindeki hava alınarak yerine su doldurulmuştur. Civa porozimetresi deney sisteminde ise boşluklara basınçlı civa gönderilerek, küçük basınçla büyük boşluklar, büyük basınçla küçük boşluklar civa ile doldurulmuştur. Elde edilen makro ve mikro porozite değerleri Şekil 3'te karşılaştırılmaktadır. Suyu doyurma yöntemi ile ölçülen görünür porozite ile porozimetrede ölçülen mikro porozite arasında doğrusal bir bağıntı bulunmaktadır (Arel, 1998). Ancak bu bağıntı, ayrışmamış numunelerde tam geçerlilik taşımamaktadır. Bunun nedeni literatürde 'mürekkep hokkası benzeşimi' ile açıklanmaktadır. Çizelge 1 incelendiğinde, makro porozite değerlerinin ayrışmamış grup (I, II, III) için beklenenden belirgin biçimde yüksek çıktığı açıkça anlaşılmaktadır. Buna rağmen Şekil 3'te görülen 0.98'lik korelasyon katsayısı anlamlıdır.



Şekil 3. Farklı iki yöntemle yapılmış porozite deney sonuçlarının karşılaştırılması

$$n_m = 1.3605 n_a - 2.0838$$

$$r = 0.98$$

(1)

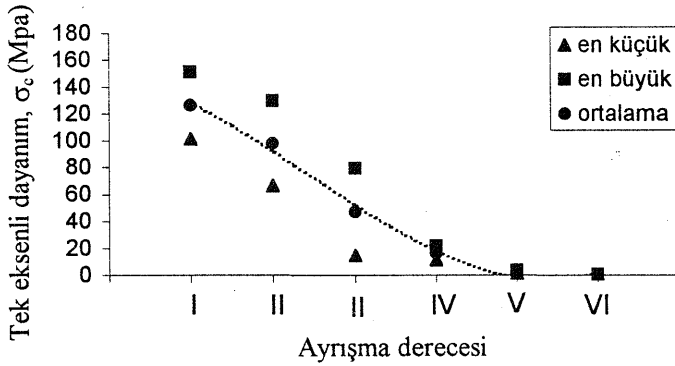
3. TEK EKSENLİ BASMA DAYANIMI

Johnston ve Novello (1993) tek eksenli basma dayanımına göre yaptıkları sınıflandırmada; dayanımı 0.75 MPa'dan küçük olan malzemeyi zemin, 0.75-30 MPa arasında olanları yumuşak kaya (*soft rock*) ve 30 MPa'dan yüksek olanları da kaya olarak ayırtlamışlardır. Çavuşbaşı granodiyoritinde elde edilen sonuçlar ile benzerlikler göstermektedir.

Ayrışma derecesi arttıkça tek eksenli basma dayanımının düştüğü bilinmektedir. Buna göre, Çizelge 2 ve Şekil 4'te görüldüğü gibi, yapılan deney sonuçlarından elde edilen veriler grafiğe işlendiğinde kayadan zemine geçişin üçüncü ayrışma gurubunda başladığı anlaşılmaktadır.

Çizelge 2. Her bir ayrışma derecesinden alınmış örnekler üzerinde ölçülen tek eksenli basma dayanımları

Ayrışma derecesi	Tek eksenli basma dayanımı σ_c (MPa)		
	En küçük	En büyük	Ortalama
I	101.20	151.30	126.25
II	66.60	129.50	98.05
III	14.60	79.40	47.00
IV	11.10	21.30	16.20
V	1.20	3.50	2.35
VI	0.20	0.40	0.30



Şekil 4. Ayrışma derecesi ile tek eksenli basma dayanım arasındaki ilişki

4. ÜÇ EKSENLİ BASMA DAYANIMI

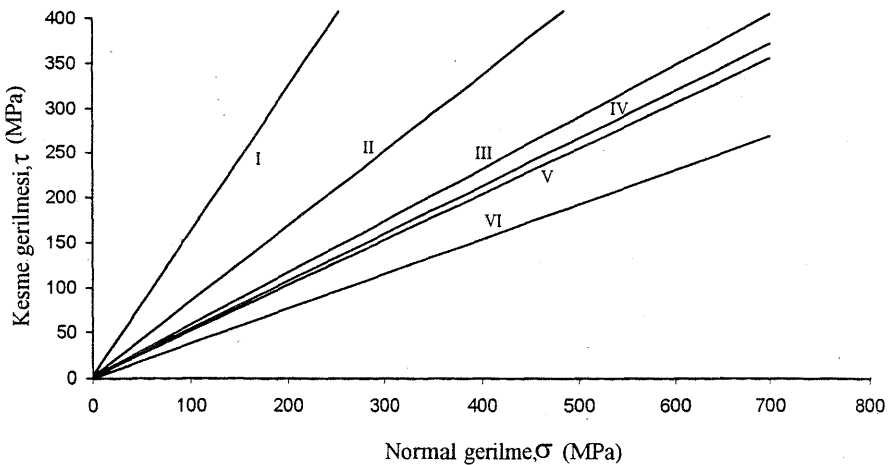
Taze kaya, az, orta ve yüksek derecede ayrılmış örnekler (gurup I, II, III, IV) Hoek hücresinde, tamamen ayrılmış ve kalıntı zemin örnekleri (gurup V, VI) ise üç eksenli zemin hücresinde deneye tabi tutulmuştur.

Günümüze değin ayrışma evresinin kayma direnci özelliklerine yansması tek eksenli basma dayanımının ölçümü ile incelenmiştir. Örnekler kaya özellikleri taşıdığı sürece bu yaklaşım, deneyin kolaylığı nedeniyle kabul edilebilir. Ancak numune, kaya niteliğini yitirmeye başladığında daneler arasında kohezyon (tutunma) en aza indiğinden kayma direncinin gerçekten çok düşük düzeyde çıkması nedeniyle tek eksenli basma ile tayinler gerçekçi olmamaktadır. Bunun nedeni çatlaklı makro ölçeğe büyümüş örneklerin çevre basıncı yokluğunda çok hızla genel kırılmaya yönelmesidir. Bu nedenle de özellikle geçiş bölgesindeki numunelerin basma dayanımının üç eksenli koşullarda ölçümü yeğlenmiştir. Deney programının bu bölümünde, numuneler vakum desikatöründe doyurulduktan sonra üç eksenli hücre kesme deneyine tabi tutulmuştur. Çizelge 3 ve Şekil 5 bu deney sonuçlarını özetlemektedir. Hoek hücresinde deneye tabi tutulan taze kaya, az ve orta derecede ayrışmış örneklerin deney sonuçları normal gerilme - kesme gerilmesi ($\sigma - \tau$) eğrisinde (Şekil 5) gösterilmiştir.

Çizelge 3. Taze kaya ve ayrışmış örneklerin c ve ϕ değerleri

Ayrışma derecesi	Kohezyon, c (MPa)	Kayma direnci açısı ϕ (°)
I	3.0	58
II	1.2	40
III	1.0	30
IV	1.0	28
V	0.927	27
VI	0.735	21

Çizelge 3'ten görüldüğü gibi içsel sürtünme açıları azaldıkça ayrışma derecesi artmaktadır.



Şekil 5. Taze kayaya ve ayrışmış örneklere ait yenilme zarflarının $\sigma - \tau$ grafiğinde gösterimi

I. gruptaki örnekler; 8, 16 ve 20 MPa çevre basıncında ortalama 168 MPa, II. gruptaki örnekler; 8, 12, 16 MPa çevre basıncında ortalama 46 MPa, III. gruptaki örnekler 8, 11, 14 MPa çevre basıncında, ortalama 33 MPa ve IV. gruptaki örnekler 8, 10, 12 MPa çevre basıncında ortalama 18 MPa dayanım vermişlerdir. Zemin hücresinde denenilen daha fazla ayrılmış örneklerde ise uygulanan çevre basınçları; 0.3, 0.5 ve 0.7 MPa değerinde olmuştur. V. gruptaki örnekler ortalama 4.3 ve VI. gruptaki örneklerde dayanımı ortalama 3.1 MPa olarak bulunmuştur.

Kayaçlar zayıf çimentolu zemine ayrıştıklarında, tane sınırlarının açılmasının yanında mikrokırınlanma etkisi ile kohezyonlarının oldukça düşmesine paralel olarak içsel sürtünme açıları da az oranda düşer (Baynes ve Dearman, 1978). Yazarlar, kayma direnci açısındaki bu azalmanın, minerallerin yuvarlıklığı ve daneler ile matrisin kenetlenmesinden çok mineral tanelerinin yüzey pürüzlülüğünün ayrışma sonucu azalmasından kaynaklanabileceğini belirtmişlerdir.

Şekil 5'te kayma direnci parametreleri değerlerine bakıldığında ayrışma derecesi arttıkça örneklerin düşüşü giderek azalan c ve ϕ değerlerine sahip oldukları görülmektedir.

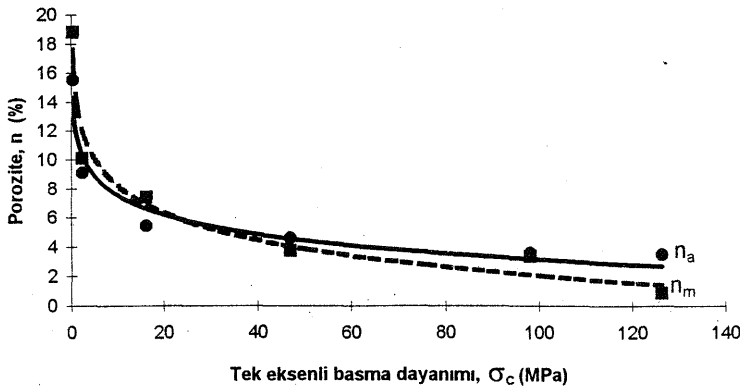
5. POROZİTE ÖLÇÜMLERİ İLE BASMA DAYANIMI ARASINDAKİ İLİŞKİ

Yapılan porozite ölçümleri ve basma dayanımı deney sonuçları istatistiksel olarak değerlendirildiğinde aralarında logaritmik bir ilişki belirlenmiştir. Şekil 6'dan da görüldüğü gibi burada:

$$n_m = -2.682 \ln(\sigma_c) + 14.393 \quad r = 0.97 \quad (2)$$

$$n_a = -1.919 \ln(\sigma_c) + 11.976 \quad r = 0.96 \quad (3)$$

bulunmuştur. Burada korelasyon katsayısının yüksek çıkması ile her iki deney sonucu arasında anlamlı bir ilişkinin varlığı saptanmıştır.



Şekil 6. Tek eksenli basma dayanımı ile porozite arasındaki ilişki

6. SONUÇLAR

Çavuşbaşı granodiyoritinde ayrışma arttıkça killeşme göstermeyen örneklerin porozite değerleri ile basma dayanımları ölçülerek aralarındaki bağıntı saptanmıştır. Buna göre; Makro ve mikro porozite arasında

$$n_m = 1.3605n_a - 2.0838 \quad r = 0.98 \quad (1)$$

gibi bir bağıntı ve bunlarla da tek eksenli basma dayanımı arasında

$$n_m = -2.682\ln(\sigma_c) + 14.393 \quad r = 0.98 \quad (2)$$

$$n_a = -1.919\ln(\sigma_c) + 11.976 \quad r = 0.97 \quad (3)$$

bağıntı bulunmuştur.

Ayrışma derecesi belirlenirken kayadan zemine geçişte tek eksenli basma dayanımının yeterli bir ayırım kriteri olmadığı, bunun yanı sıra, porozitenin de ölçülerek sonuçların doğruluğu kanıtlanmalıdır. Altı farklı ayrışma derecesinden alınan örnekler üzerinde yapılan deney sonuçlarına göre; I, II, III. grup kaya, IV, V. grup kayadan zemine geçiş ve VI. grup zemin olarak belirlenmiştir.

KAYNAKLAR

- ASTM D 4404-84 (1992) Standard test method for determination of pore Volume distribution of soil and rock mercury intrusion porosimetry. *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 12.01.
- Anon. (1995) The description and classification of weathered rocks for engineering purposes, Geological Society Engineering Group Working Party Report, *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 28, pp. 207-242.
- Arel, E. (1998) *Çavuşbaşı granodiyoritinde mekanik yöntemlerin kullanımı ile kaya-zemin ayırımı*. Doktora tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enst., 109 s.
- Baynes J. and Dearman W.R. (1978) The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite. *International Association of Engineering Geology*, Vol. 18, pp. 191-198.
- ISRM (1981) *Rock Characterization, Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods*, Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- Johnston, I.W. and Novello E.A. (1993) Soft rocks in the geotechnical spectrum. *Geotechnical Eng. of Hard Soil - Soft Rock*, Balkema, Rotterdam, pp. 177-183.
- Önalp, A. ve Arel, E. (1996) Zemin-kaya ayırımı için olası yaklaşımlar. 3. *Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, S. Kulaksız vd. (ed.), TUKMD, Ankara, s. 195-198.

ALÇI MALZEMENİN BASINÇ VE ÇEKME DAYANIMLARINDA YÜKLEME HIZININ ETKİSİ

THE EFFECT OF LOADING RATE ON COMPRESSIVE AND TENSILE STRENGTH OF GYPSUM

Zekai TUNCEL, *İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü 80626 Maslak-İstanbul*
Ergin ARIOĞLU, *İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü 80626 Maslak-İstanbul*

ÖZET

Bu çalışmada alçı malzemenin basınç ve çekme dayanımlarının yükleme hızına bağlı değişimleri incelenmiştir. Su/alçı = 0.6 (ağırlıkça) oranında hazırlanan deney numuneleri ile, üç günlük kür süresi sonunda değişen yükleme hızları altında basınç ve çekme dayanımı deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneylerden elde edilen sonuçlara göre, uygulanan yükleme hızı arttıkça belirli bir değere kadar malzemenin dayanımında artışlar gözlenmiştir. Anılan artışlar, mikro yapı ölçeğinde alçı katmanları arasında kalan serbest suyun, yükleme hızının artımı ile “Stefan etkisi” olarak tanımlanan, yükleme doğrultusuna ters yönde oluşturduğu kuvvetler ile açıklanmaya çalışılmıştır. Ayrıca, deney sonuçları regresyon analizi ile değerlendirilerek gerilme artış hızı ile dayanımlar arasındaki matematiksel ilintiler kurulmaya çalışılmıştır.

ABSTRACT

In this study, the effect of loading rate on compressive and tensile strength of gypsum was examined. According to the experimental results, strength enhances with increasing rate of loading. These increases observed could be explained by the Stefan effect; namely the presence of free water in the micropores-capillaries induces an opposing force when specimens are loaded at high loading speed, the higher the loading velocity, the greater opposing force will be. Also logarithmic relationships between compressive, tensile strength and the loading rate for gypsum with a water/gypsum ratio of 0.6 tested at three days were derived to reveal the strength enhancement by the use of regression analysis.

1. GİRİŞ

Yeraltı kömür madenciliğinde uygulanan yangın barajları olası metan patlamaları nedeniyle “dinamik yüklemeye” maruzdurlar. Yangın barajlarında kullanılan malzemelerin (alçı, beton) dinamik karakterdeki zorlamalar altında davranışlarının bilinmesi bakımından şu hususların öncelikle yanıtlanması gerekmektedir.

- Yükleme hızının (şiddeti) dayanımlar üzerindeki etkisi nedir?
- Yükleme hızı ile dayanım artışı arasındaki değişimi denetleyen faktörler nelerdir ve etkiye mekanizması nasıl çalışmaktadır.

Bu tebliğde yukarıda belirtilen hususlara belirli ölçüde yanıt vermek üzere tasarlanmış, alçı malzeme üzerinde gerçekleştirilmiş (dayanım – yükleme hızı) deneysel çalışmanın (Tuncel, 1997) sonuçları rapor edilmiştir.

2. DENEYLERDE KULLANILAN MALZEME VE DENEY KOŞULLARI

2.1. Alçı Malzeme

Kalsiyum sülfatın dihidrat formu olan alçıtaşı ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) değişik amaçlarla kullanılan bir yapı malzemesidir. Alçıtaşı, yapısında bulunan iki molekül suyun kısmen veya tamamen uçurulması ile alçı haline dönüşmektedir. Kullanımı ve temin edilmesi kolay, ucuz, güvenli, yanmaz ve çabuk sertleşme özellikleri nedeniyle alçı malzemenin kullanımı sürekli yaygınlaşmaktadır. Dünya yeraltı kömür madenciliğinde özellikle Almanya ve İngiltere’de, yangın barajı yapımında ve galeri yan duvarlarının tahkimat ve hava sızdırmazlığı açısından takviyesinde, alçı malzeme yaygın olarak kullanılmaktadır.

Deneylerde kullanılan alçı malzeme, ABS Alçı Blok Sanayi A.Ş. (Bozüyük-Bilecik) tarafından üretilen ve kartonpiyer alçısı olarak kullanılan β -Yarımhidrat alçıdır. Malzemenin tane boyutu -100μ olup, yaklaşık %90’ı ise 50μ ’nun altındadır. Deneysel çalışmalar süresince, değişik zamanlarda ve değişik torbalardan alınan alçı örnekleriyle yapılan özgül ağırlık ölçmeleri sonucunda alçı malzemenin özgül ağırlığının ortalama 2.70 g/cm^3 olduğu saptanmıştır.

2.2. Deney Koşulları ve İstatistiksel Kontrol

Deneylerde su/alçı=0.6 –ağırlıkça- oranında ve her deney seti için 3’er adet hazırlanan numuneler, 3 günlük kür süresi için laboratuvar şartlarında (22°C , %70-80 bağıl nem) bekletildikten sonra değişik yükleme hızlarında basınç ve silindir yarma (brazilian deneyi) testlerine tabi tutulmuştur. Basınç dayanımı deneyleri $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$ boyutundaki küp numunelerle, çekme dayanımı deneyleri ise taban çapı 10.5 cm ve yüksekliği 21 cm olan silindirik numunelerle yapılmıştır. Deney numunelerinin hazırlanması sırasında, belirtilen su/alçı oranında hazırlanan karışımlar 1 dakikalık bir dinlendirmeden sonra kalıplara doldurulmuş ve numunelerin hava boşluğu içermemesi için kalıplar titreşime tabi tutulmuştur. Katılaştıran numuneler 24 saat sonra kalıplardan çıkarılarak deney zamanına kadar ıslak çuval altında bekletilmiştir.

Deneylerde numune hazırlama ve saklama koşullarının her deney için aynı olmasına özen

gösterilmiştir. Numune hazırlama ve saklama koşulları açısından deneylerin doğru yapılıp yapılmadığı deney sonrası numunelerin kırılma modlarına ve deney içi dağılım aralıklarına bakılarak kontrol edilmiştir. Deneylerde kullanılan numune sayısı ve seçilen deney koşulları için deney sonuçlarının deney içi dağılım aralığı ile kontrolünde izlenen hesap yöntemi Çizelge 1’de toplu halde verilmiştir. Bu çalışmada her deney için 3 adet numune kullanıldığı ve deneylerin “iyi” laboratuvar koşulunda yapıldığı gözönüne alındığında, deneylerde müsaade edilebilir dağılım aralığının $R = 0.085.X$ olduğu hesaplanabilir. Buna göre deneylerde elde edilen sonuçlarda en büyük değer ile en küçük değer arasındaki farkın deney ortalamasının %8.5’ini geçmemesine dikkat edilmiş ve bu koşulun sağlanmadığı durumda deney özenle tekrar edilmiştir.

3. DENEY SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1 Deneylerde Kullanılan Alet

Deneyler İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Arazi Kontrolü ve Tahkimat Laboratuvarında bulunan 3000 kN kapasiteli ve 30 kN/s ‘ye kadar değişik yükleme hızlarında yükleme yapabilen preste gerçekleştirilmiştir. ELE firması tarafından imal edilmiş olan preste yükleme hızı otomatik olarak kontrol edilmektedir.

3.2 Farklı Yükleme Hızlarında Basınç – Çekme Dayanımları ve Sonuçların Topluca Değerlendirilmesi

Değişik yükleme hızları (1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 15, 20, 25, 30 kN/s) altında gerçekleştirilen basınç ve çekme dayanımı deneylerinden elde edilen sonuçlar Çizelge 2 ‘de belirtilmiştir. Yükleme hızının alçının dayanımları üzerindeki etkisini araştırmak için yapılan basınç ve çekme dayanımı deneylerinden elde edilen sonuçlara göre, deneylerde uygulanan yükleme hızı artıkça belirli bir değere kadar malzemenin dayanımı artmaktadır.

Bu artış, Rossi, 1991 ve Han-Walraven, 1994 kaynaklarında ileri sürülen “Stefan etkisi” ile açıklanmaya çalışılmaktadır. Anılan etki Şekil-1 ‘de analitik açılımları ile birlikte gösterilmiştir. Malzemenin mikroporları (boşluk boyutu $< 0.1\mu\text{m}$) içinde hapsolmuş serbest su, por cidarları birbirlerine “ $\frac{dh}{dt}$ ” hızında yaklaştığında yükleme doğrultusunun ters yönünde adeta bir “por basıncı” oluşturmaktadır. Bu kuvvetin büyüklüğü:

- Mikroporların geometrik boyutuna,
- Boşluk içinde bulunan suyun hacmine,
- Cidarların birbirine yaklaşmasına veya uzaklaşmasına diğer bir deyişle uygulanan deney hızına ve
- Hidratasyon derecesine

bağlıdır. Şekil 1 ‘den de izleneceği üzere verilen bir kür süresinde artan hacim, küçülen por kalınlığı veya boyutu ve uygulanan yükleme hızının ($\frac{dh}{dt}$) büyük değerlerinde oluşacak

Çizelge 1. Deney sonuçlarının deney içi dağılım aralığı ile kontrol kriteri

- Deney içi standart sapma : $\sigma_1 = \frac{1}{d_z} \cdot R$ (1)

R : Deney içindeki en büyük sapma miktarı ($R = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$)

d_z : Bir deneyde kullanılan numune sayısına bağlı ampirik faktör :

Numune Sayısı	d_z	$1/d_z$
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4299
6	2.534	0.3946

- Deney içi değişkenlik katsayısı : $V_1 = \frac{\sigma_1}{\bar{X}} \cdot 100$ (2)

$\bar{X}$: Deneyde elde edilen ortalama değer

V_1 : Deney içi değişkenlik katsayısı, deney koşullarına göre değişmektedir.

Deney Koşulları	V_1 (%)
Laboratuvar Çok iyi	2 - 3
Laboratuvar İyi	4 - 5
Laboratuvar Orta	6 - 7
Şantiye Çok iyi	3 - 4

- Deney içi değişkenlik katsayısı laboratuvarda “iyi” deney koşulları için $V_1 = \%5$ ve deneylerde kullanılan 3 adet numune için $d_z = 1.693$ seçilerek;

$$V_1 = \frac{1}{d_z} \cdot \frac{R}{\bar{X}} \cdot 100 \quad (3)$$

ifadesinden,

$$R = 0.085 \cdot \bar{X}$$

elde edilir.

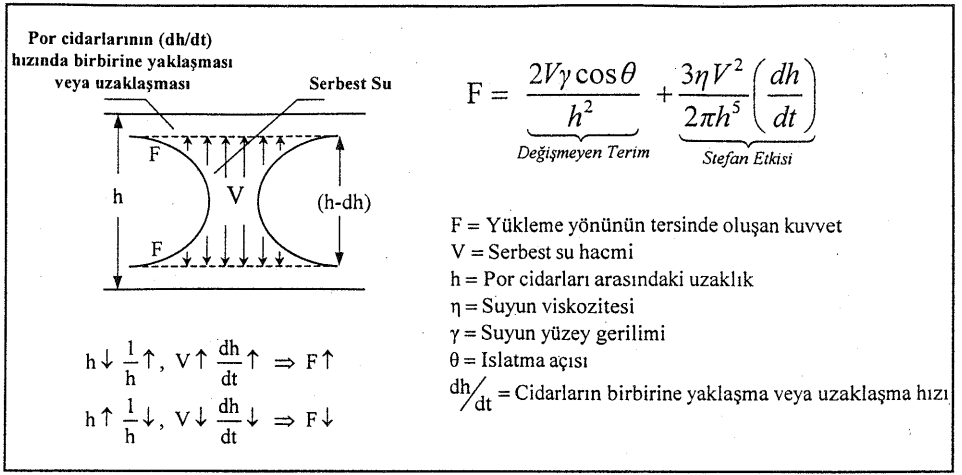
Elde edilen R değeri, seçilen deney koşulları için deney sonuçlarında kabul edilebilir en büyük sapma miktarıdır (Rmax).

DEĞERLENDİRME

- Deney sonuçlarından hesaplanan R değeri $< R_{\max}$ ise deney sonuçları kabul edilebilir
- $R > R_{\max}$ ise deney sonuçları seçilen koşullar için uygun değildir ve deney özenle tekrar edilmelidir.

Çizelge 2. Değişik yükleme hızlarında basınç ve çekme dayanımı deney sonuçları

Yükleme Hızı (kN/s)	Basınç Dayanımı				Çekme Dayanımı			
	Gerilme Hızı (MPa/s)	Kırılma Yüğü (kN)	σ_b (MPa)	$\sigma_{b, Ort}$ (MPa)	Gerilme Hızı (MPa/s)	Kırılma Yüğü (kN)	σ_c (MPa)	$\sigma_{c, Ort}$ (MPa)
1	0.044	119.0 115.2 116.4	5.29 5.12 5.17	5.19	0.045	35.2 37.1 35.8	1.02 1.07 1.03	1.04
2	0.088	121.9 120.4 130.2	5.42 5.35 5.79	5.52	0.090	35.8 36.9 36.1	1.03 1.07 1.04	1.05
3	0.133	134.4 134.7 127.7	5.97 5.99 5.68	5.88	0.136	36.6 35.9 36.9	1.06 1.04 1.07	1.05
4	0.177	132.2 131.8 140.2	5.88 5.86 6.23	5.99	0.181	35.9 36.4 35.1	1.04 1.05 1.01	1.03
5	0.222	129.1 130.5 139.0	5.74 5.80 6.18	5.91	0.226	35.3 38.5 36.3	1.02 1.11 1.05	1.06
6	0.266	148.3 151.2 142.2	6.59 6.72 6.32	6.54	0.272	39.2 37.4 38.4	1.13 1.08 1.11	1.11
8	0.355	133.7 142.9 145.2	5.94 6.35 6.45	6.25	0.362	35.6 38.1 37.8	1.03 1.10 1.09	1.07
10	0.444	157.1 152.5 148.2	6.98 6.78 6.59	6.78	0.453	38.2 40.6 38.5	1.10 1.17 1.11	1.13
15	0.666	148.8 150.6 144.3	6.61 6.69 6.41	6.57	0.680	41.2 38.1 39.8	1.19 1.10 1.15	1.15
20	0.888	154.8 147.7 159.2	6.88 6.56 7.08	6.84	0.907	41.2 38.9 40.7	1.19 1.12 1.18	1.16
25	1.111	146.6 158.2 145.6	6.52 7.03 6.47	6.67	1.133	39.2 40.1 38.9	1.13 1.16 1.12	1.14
30	1.333	149.2 156.3 154.7	6.63 6.95 6.88	6.82	1.360	39.1 42.1 40.8	1.13 1.22 1.18	1.17



Şekil 1. Alçı karışımı içindeki mikroporlarda Stefan etkisi

ters kuvvetin şiddeti artmaktadır. “F” kuvvetinin artması malzeme dayanımının fiziksel olarak artması anlamındadır. Düşük yükleme hızlarında, por içindeki suyun bulunduğu hacimden diğer mikro boşluklara/çatlaklara doğru yer değiştirmesi için yeterli bir zaman aralığı mevcuttur. Yüksek yükleme hızlarında ise mikroporların içindeki suyun civar boşluklara doğru yer değiştirmeye yeterli zamanı bulunamayacağından sıkışan serbest su hacmi daha büyüktür (Yüksek Stefan etkisi). Özellikle hidratasyonun erken evrelerinde mikroporların boyutu daha büyük ve birbiriyle bağlantılıdır. Ayrıca serbest su miktarı bu evrelerde buharlaşma daha az olacağından daha büyüktür. Yüksek yükleme hızlarında belirtilen koşullar altında Stefan etkisinin etkili olacağı ifade edilebilir. Etkime derecesinin büyüklüğü, kuşkusuz, mikroporların birbiriyle olan ilintisine bağlı olacaktır. Eğer mikroporların arasındaki açık kanalların yoğunluğu çok az ise etkimenin anlamlı olacağı ileri sürülebilir. Aksi durumda “ $\frac{dh}{dt}$ ” yüksek olmasına rağmen, serbest suyun büyük kısmı yerdeğistireceğinden “Stefan etkisi” belirgin biçimde maskelenebilir.

Hidratasyon derecesi, diğer bir anlatımla artan kür süresi açısından bakıldığında, hidratasyon derecesinin artması sonucunda mikroporların boyutu çok küçülecektir ve yüksek $\frac{dh}{dt}$ değerlerinde “Stefan etkisi” de büyük olacaktır. Diğer kelimelerle, yükleme hızının artımıyla dayanımlardaki artış çok daha belirgin olacaktır. Beton malzemede artan kür süresiyle yükleme hızının basınç dayanımını artırıcı yöndeki etkisi dikkat çekici düzeydedir. Kaplan (1977), betonda artan deney hızı ile dayanımın artmasını, hidratasyon ürünü olan levhalar arasında (8 A°) hapsedilmiş su moleküllerinin por basıncı yaratarak katı faza yardımcı olmaları ile açıklamaktadır.

Yükleme hızının dayanımlar üzerindeki etkisinin kestirimine yönelik olarak, deneysel sonuçlar regresyon analiziyle değerlendirilmiş ve elde edilen istatistiksel bağlantılar ilgili

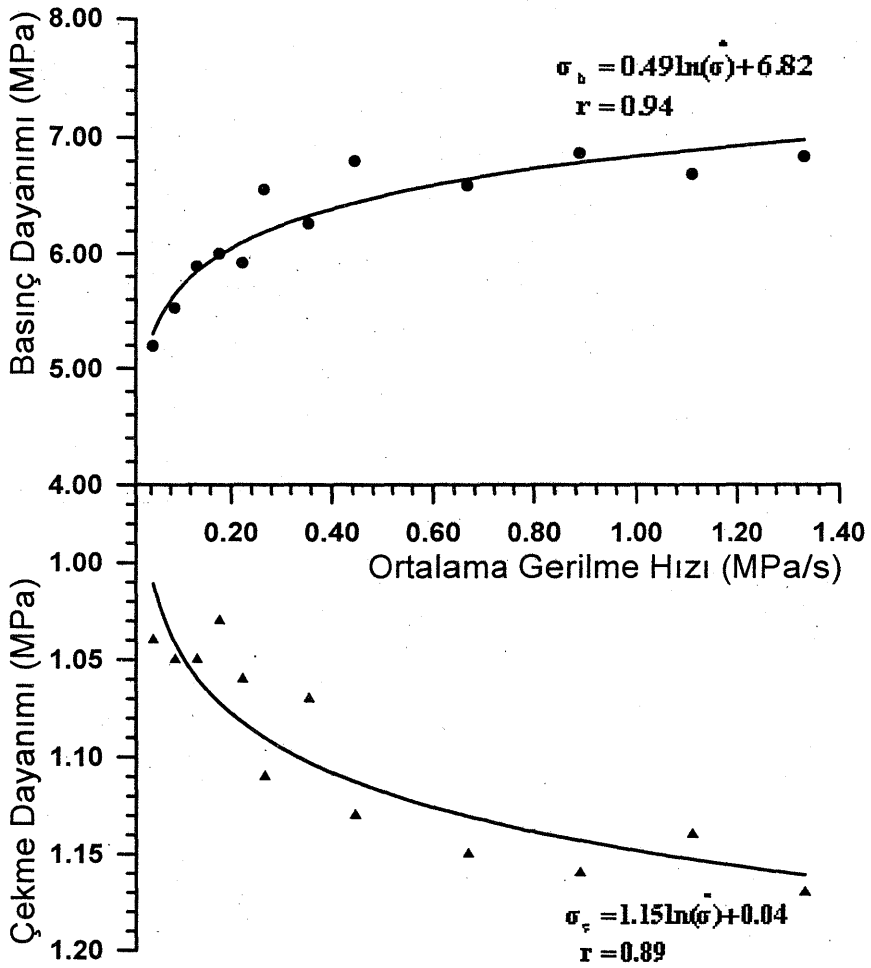
açıklamalarıyla birlikte topluca Çizelge 3 'de verilmiştir. Şekil 2 'de ise en yüksek korelasyon katsayısı ile sonuçlanan $\text{dayanım} = f(\text{gerilme hızı})$ ifadelerinin değişimleri yer almaktadır. Değişimler yakından incelendiğinde dayanım ile gerilme hızı (yükleme hızı) arasında logaritmik bir bağıntı söz konusudur ($0.04 \text{ MPa/s} \leq V \leq 1.33 \text{ MPa/s}$). Aynı model beton malzeme içinde geçerlidir.

Çizelge 3. Alçının basınç ve çekme dayanımlarının yüklemeye hızına göre farklı regresyon modelleri ile incelenmesi.

Regresyon Modeli	Basınç Dayanımı			Çekme Dayanımı		
	A	B	r	A	B	r
$\sigma = A \cdot \dot{\sigma} + B$	1.00	5.77	0.78	0.10	1.05	0.87
$\sigma = A \cdot \dot{\sigma}^B$	6.84	0.08	0.93	1.15	0.04	0.89
$\sigma = A \cdot B \cdot \dot{\sigma}$	5.78	0.16	0.77	1.05	0.09	0.87
$\sigma = A \cdot \ln(\dot{\sigma}) + B$	0.49	6.82	0.94	1.15	0.04	0.89
σ = Mekanik Büyüklük (MPa), $\dot{\sigma}$ = Ortalama Gerilme Hızı (MPa/s) A, B = Katsayılar, r = Korelasyon Katsayısı n = 12 (Numune sayısı)						

Statik yüklemeye hızının genelde 0.2-0.4 MPa/s aralığında alındığı Neville (1995) gözönünde tutulursa, *dinamik dayanım/statik dayanım* oranının gerilme hızı ile değişimleri Şekil 3 'de gösterilmiştir ($\sigma_{d,b}$ = Dinamik basınç dayanımı, MPa, $\dot{\sigma}$ = Ortalama gerilme hızı, MPa/s, $\sigma_{b,s}$ = Statik basınç dayanımı ($\dot{\sigma} = 0.2 \text{ MPa/s}$ gerilme hızına karşı gelen dayanım), $\dot{\sigma} = \sigma_b / \Delta t$, $\dot{\sigma} = \sigma_c / \Delta t$, σ_b = Maksimum gerilme (basınç dayanımı), MPa, $\Delta t = (0 - \sigma_b \text{ veya } \sigma_c)$ gerilme düzeyine kadar geçen süre -kırılma süresi- s, $\sigma_{d,c}$, σ_c = Sırasıyla dinamik ve statik çekme dayanımları, MPa)

Değişimden görülebileceği gibi gerilme hızı arttıkça *dinamik dayanım/statik dayanım* oranları da artmaktadır. Artış oranları basınç ve çekme gerilmesi için sırasıyla yaklaşık %17.5 ve %10 düzeylerindedir. Sözkonusu oran beton için $\sigma_{d,b} / \sigma_b = 1.25-1.30$ olarak verilmektedir. Ayrıca beton malzeme konu olduğunda, artan gerilme veya birim kısalma hızlarında örneğin 10^2-10^3 birim kısalma/s (patlamaya karşı gelen dinamik yüklemeye aralığı) aralığında *dinamik basınç dayanımı / statik basınç dayanımı* oranının alt limit değeri 1.5 üst limit değeri ise 1.75 olarak rapor edilmektedir (Bischoff-Perry, 1991).



Şekil 2. Alçı malzemenin basınç ve çekme dayanımlarının yükleme hızına bağlı değişimi

Şekil 4 ise deneylerden elde edilen sonuçlara göre basınç ve çekme dayanımları için $\frac{\text{Dinamik Dayanım}}{\text{Statik Dayanım}} = f\left(\frac{\text{Ortalama Gerilme Hızı}}{0.2 \text{ MPa/s}}\right)$ değişimlerini göstermektedir. Burada

$\dot{\sigma} = 0.2 \text{ MPa/s}$ büyüklüğü statik deneylerde uygulanan ortalama gerilme hızını ifade etmektedir. Regresyon analizi ile anılan büyüklükler arasında çıkartılan ifade;

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_s} = A + B \ln\left(\frac{\dot{\sigma}}{0.2}\right) + C \ln\left(\frac{\dot{\sigma}}{0.2}\right)^2 + D \ln\left(\frac{\dot{\sigma}}{0.2}\right)^3 + \dots \quad (4)$$

türünde logaritmik bir polinomdur. Burada σ_d , $\dot{\sigma}$ gerilme hızında elde edilen dinamik

dayanımı, σ_s ise $\sigma = 0.2$ MPa/s gerilme hızında elde edilen statik basınç dayanımını belirtmektedir.

Şekil 4 'ten görülebileceği gibi dinamik gerilme hızı/statik gerilme hızı >1 durumunda her iki gerilme türünde dinamik dayanım/statik dayanım oranları belirli ölçüde artmaktadır. Basınç dayanımı açısından bakıldığında en belirgin artış 1-3 aralığında oluşmaktadır. Dinamik gerilme hızı / Statik gerilme hızı oranının >3 olduğu durumda dayanımlar arasındaki oranın artış hızı pratik olarak sıfır olmaktadır.

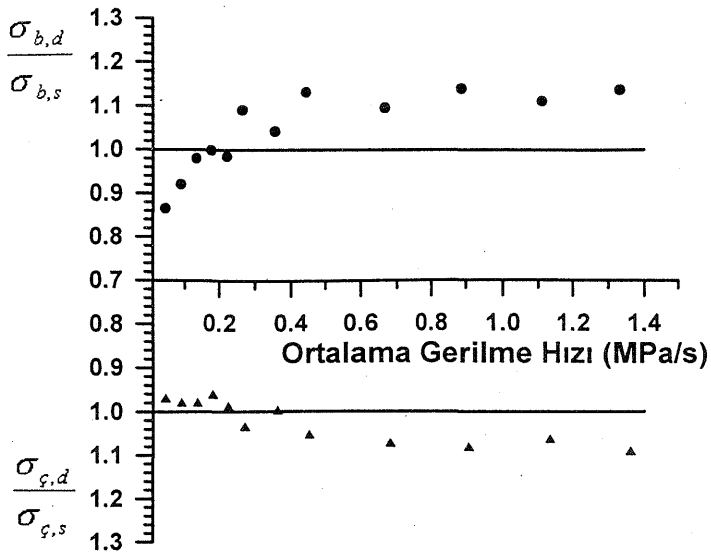
4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışma kapsamında incelenen konularda çıkartılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

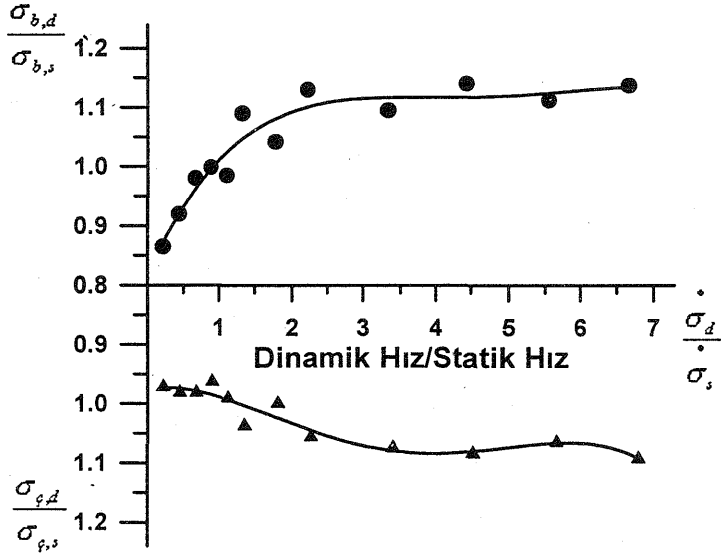
- Alçı malzeme de beton malzeme gibi dinamik etkilere maruz kaldığında (gerilme hızı veya birim kısalma hızının artırılması durumu) gerek basınç dayanımında gerekse çekme dayanımında artışlar sözkonusudur (Çizelge-2). Bu artışlar malzeme içindeki mikroporlarda hapsolmuş serbest su moleküllerinin yükleme doğrultusuna karşı yönde oluşturduğu kuvvetlerle açıklanmaktadır (Stefan etkisi Şekil-1). Alçı malzeme için dinamik yükleme nedeniyle dayanım artışları basınç dayanımında yaklaşık %17.5, çekme dayanımında ise yaklaşık %10 düzeyinde kalmıştır. Beton malzemede ise basınç gerilmesinde dinamik zorlamalardan dolayı artış oranları uygulanan yükleme hızına bağlı olarak %50 ile %250 gibi oldukça büyük bir aralıkta değişmektedir. Betonda bu orandaki artış, alçı malzemeye göre daha fazla por (boşluk) içermesi ve buna bağlı olarakta serbest su miktarının artması ile açıklanabilir.
- Çekme ve basınç dayanımları ile yükleme hızı arasındaki ilişki logaritmik bir model ile ifade edilebilir (Şekil-2).
- Alçı ve beton malzemenin dinamik yüklemeler karşısında kazandığı dayanım artışları, yeraltı kömür madenciliğinde yangın barajlarının tasarımında dikkate alınmalıdır. Böylece hem tasarım rasyonel hemde gerçekleştirilecek kesit ekonomisi ile baraj daha ekonomik olacaktır.
- Deneysel olarak Stefan etkisinin işleme mekanizmasının ortaya çıkarılması açısından, deneylerin aynı su/alçı oranında hazırlanan aynı koşullarda kür edilen ve %0 nem içeren kuru numunelerle gerçekleştirilmesi gerekmektedir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın birinci yazarı, bu bildiriye veri teşkil eden doktora çalışmasının yürütülmesi sırasındaki ilgi ve yardımları nedeniyle, İTÜ Maden Fakültesi öğretim üyesi ve danışmanı Prof.Dr. Erdil AYVAZOĞLU'na, teşekkürlerini açıklar.



Şekil 3. Alçı malzemede basınç ve çekme dayanımında dinamik dayanım/statik dayanım oranının ortalama gerilme hızı ile değişimi



Şekil 4. Alçı malzemede dinamik/statik dayanım oranının dinamik/statik gerilme hızı ile değişimleri

KAYNAKLAR

- Bischoff, P. H. and Perry, S. H.** (1991) Compressive behaviour of concrete at high strain rates, *Materials and Structures*, Vol. 24, No 144, pp 425-450.
- Han, N. and Walraven, J.C.** (1994) *Properties of High Strength Concrete Subjected to Uniaxial Loading*, High Performance Concrete, ACI-SP-149, Singapore, pp 269-288.
- Kaplan, S. A.** (1977) *Betonda Deney Hızı – Dayanım İlişkileri ve Etken Faktörler*, Doktora Tezi, İTÜ İnşaat Fakültesi, s 122.
- Neville, A. M.** (1995) *Properties of Concrete*, 4. Edition, Longman Group Limited, Essex, pp 844.
- Rossi, P.** (1991) A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under strain rates, *Materials and Structures RILEM*, 24, pp 422-424.
- Tuncel, Z.** (1997) *Yeraltı Kömür Madenciliğinde Alçıtaşlarının Yangın Barajı Malzemesi Olarak Kullanılabilirliğinin Araştırılması*, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.

GEÇİCİ BASINÇ DEĞİŞİMİ YÖNTEMİ İLE GEÇİRGENLİK ÖLÇÜMLERİNE NUMUNENİN SIKIŞABİLİRLİĞİNİN ETKİSİ

THE EFFECT OF COMPRESSIBILITY OF SAMPLE ON PERMEABILITY MEASUREMENTS BY TRANSIENT PULSE METHOD

Ömer AYDAN, Tokai University, Marine Civil Eng. Dept., Shimizu, 424, Japonya

ÖZET

Kaya mekaniği alanında kayaların akışkan geçirgenliliğini ölçmek üzere değişik yöntemler kullanılmaktadır. Geçirgenlik değerleri küçük olan kayalar için *Geçici Basınç Değişim Yöntemi* (Transient Pulse Method) Brace vd. (1968) tarafından öne sürülmüş ve son zamanlarda bu yöntem yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır. Bu deneyde elde edilen basınç değişimi ile zaman ilişkisinden kayanın geçirgenliğini elde ederken numuneyi oluşturan kaya malzemesi ile akışkanın sıkışabilirliği gözönüne alınmamaktadır. Dolayısıyla elde edilen geçirgenlik değerlerinin gerçek değerlerden farklı olacağını beklemek doğal olacaktır. Bu nedenle yazar bu çalışmada kaya malzemesi ile akışkanın sıkışabilirliği gözönüne alarak *Geçici Basınç Değişim Yöntemi*'ni sonlu elemanlar yöntemini kullanarak modellemekte ve bu hususun geçirgenlik sonuçlarını ne derece etkilediğini parametrik analizler yaparak incelemektedir.

ABSTRACT

There are various methods to measure the permeability of rocks in literature. Among these methods, *Transient Pulse Method* proposed by Brace et al. (1968) has been widely used for low permeable rocks in recent years. When the experimental relations between elapsed time and pressure difference at two ends of a specimen are used to obtain the permeability of rocks, the compressibility of intrinsic rock material and fluid is not taken into account. Therefore, it is natural to expect that computed permeability values may be different from actual values. In this article, the author propose a finite element method to model the transient pulse method by taking into account the compressibility of intrinsic rock material and fluid and investigate its effect on the computed permeability values through a series of parametric analyses and simulations of permeability tests.

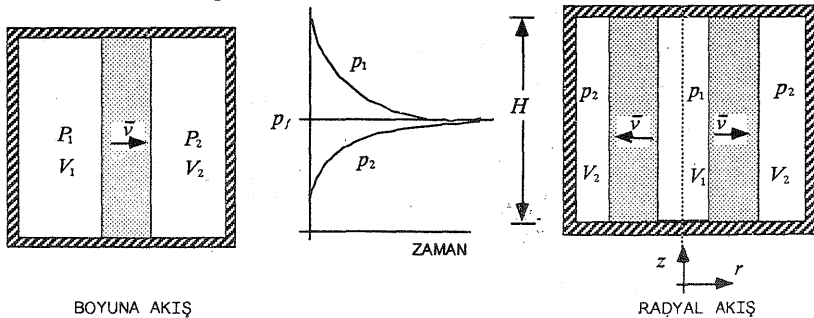
1. GİRİŞ

Kaya yapılarının kazısı esnasında yapıya gelen yeraltı suyu yapının duraylılığının yanısıra kazı koşullarının güçleşmesine neden olmaktadır (Aydan ve Ersen 1983). Son yıllarda enerji üretimi nükleer santrallara dayanan ülkelerde nükleer atıkların canlılardan uzak yeraltı açıklıklarında depolanması üzerine çalışmalar oldukça yoğunlaşmaktadır. Bu atıkların yeryüzüne ulaşabilmesi kaya kütlelerinin geçirgenliğine sıkı sıkıya bağlıdır (Brace vd., 1968, Gale 1990, Tsang ve Witherspoon 1981). Ayrıca petrol mühendisliğinde kuyuların verimi yine kayaların geçirgenlik özelliklerinden etkilenmektedir.

Kayaların akışkan geçirgenliliğini ölçmek üzere değişik yöntemler önerilmiş olup kayanın beklenen geçirgenlik değerine bağlı olarak uygun olanı kullanılmaktadır (Aydan vd. 1997). Geçirgenliği büyük olan kayalar için zemin mekaniğinde kullanılan sabit seviyeli veya düşen seviyeli geçirgenlik ölçüm yöntemleri genellikle kullanılmaktadır. Geçirgenlik değerleri küçük olması beklenen kayalarda ise Brace vd. (1968) tarafından boyuna akış durumu için önerilen *Geçici Basınç Değişim Yöntemi* (Transient Pulse Method) son zamanlarda yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır. Bu deney yönteminde elde edilen basınç değişimi ile zaman ilişkisinden kayanın geçirgenliğini elde edilmektedir. Aydan vd. (1997) bu yöntemi radyal akış durumunu da gözönüne alacak şekilde geliştirilmiştir. Her iki durum için geliştirilen basınç değişimi ile zaman ilişkisinden kuramsal olarak geçirgenliğin elde edilmesinde numuneyi oluşturan kaya malzemesi ile akışkanın sıkışabilirliği gözönüne alınmamaktadır. Dolayısıyla elde edilen geçirgenlik değerlerinin gerçek değerlerden farklı olacağını beklemek doğal olacaktır. Bu çalışmada yazar boyuna ve radyal akış için kaya malzemesi ile akışkanın sıkışabilirliği gözönüne alarak *Geçici Basınç Değişim Yöntemi*'ni sonlu elemanlar yöntemini kullanarak modellemekte ve bu hususun geçirgenlik sonuçlarını ne derece etkilediğini parametrik analizler yaparak incelemektedir.

2. TEMEL DENKLEMLER

Brace vd. (1968) tarafından önerilen *Geçici Basınç Değişim Yöntemi*'nde boyuna akış durumu için numune uçları ile temasta olan 2 tane hazne olup, bu haznelardan birine ani bir basınç uygulanarak numune uçları arasında bir basınç farkı yaratılarak numune içersinde akışkanın akması sağlanmaktadır. Akışkanın akması her iki tanktaki akışkana etkiyen basıncın zamanla aynı değere ulaşması ile son bulur. Şekil 1 boyuna ve radyal akış için bu yöntemin ana ilkesini göstermektedir.



Şekil 1 Geçici Basınç Değişim Yönteminin boyuna ve radyal akış için ana ilkesi

2. 1 Numune İçinde Akan Akışkanın Temel Denklemleri

Kayaya sabitlenmiş bir koordinat sistemine göre gözenekli kayaların gözenekleri içinden akan akışkanın kütle korunum ilişkisi aşağıdaki gibi verilebilir:

$$\frac{\partial(\phi\rho_f)}{\partial t} = -\nabla \cdot (\phi\mathbf{q}_f), \quad \nabla = \frac{\partial}{\partial x_i} \mathbf{e}_i, \quad i = 1, 3 \quad (1)$$

Burada ρ_f : akışkanın yoğunluğu, ϕ : gözenek oranı, $\mathbf{q}_f$: akış miktarı. Kaya ile gözenek içinde akan akışkanın akış miktarı ile Darcy yasasındaki akışkanın göreceli hızı $\mathbf{v}_r$ ve kaya iskeletinin hızı $\mathbf{v}_s$ arasındaki ilişki

$$\phi\mathbf{q}_f = \rho_f(\mathbf{v}_r + \phi\mathbf{v}_s) \quad (2)$$

olarak yazılabilir. Akışkanın göreceli hızı $\mathbf{v}_r$ ile akışkana etkiyen basınç arasında Darcy yasası geçerli olduğu varsayılabilir:

$$\mathbf{v}_r = -\frac{k}{\eta} \nabla p \quad (3)$$

Burada k geçirgenlik, η akışkanın viskozitesi. (3) ve (2) ilişkiler (1) nolu ilişkide yerlerine konursa,

$$\frac{\partial(\phi\rho_f)}{\partial t} = \nabla \cdot (\rho_f(\frac{k}{\eta} \nabla p - \phi\mathbf{v}_s)) \quad (4)$$

gibi bir ilişki elde edilebilir. Cismi türev Euler tanımlamasına göre şu şekilde yazılabilir (Eringen 1980):

$$\frac{d_s}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} + \mathbf{v}_s \cdot \nabla \quad (5)$$

Bu türevi (4) nolu denkleme uygularsak

$$\frac{d_s \phi}{dt} + \frac{\phi}{\rho_f} \frac{d_s \rho_f}{dt} = \nabla \cdot (\frac{k}{\eta} \nabla p) - \frac{1}{\rho_f} \nabla \cdot (\phi\mathbf{v}_s) \quad (6)$$

gibi bir ilişki elde edilir. Gözeneklilik ve akışkanın yoğunluğu ile basınç arasındaki ilişki

$$\frac{d_s \phi}{dt} = (C_b - (1 + \phi)C_s) \frac{d_s p}{dt}, \quad \frac{1}{\rho_f} \frac{d_s \rho_f}{dt} = C_f \frac{d_s p}{dt} \quad (7)$$

olarak verilebileceği (Zimmerman vd. 1986) ve kayanın deformasyon hızının akışkanın hızına göre ihmal edilebilecek düzeyde olduğu varsayılırsa, (6) nolu ilişki aşağıdaki şekli alır:

$$\beta \frac{\partial p}{\partial t} = \nabla \cdot (\nabla p) \quad (8)$$

Burada

$$\beta = \left[(C_b - C_s) + \phi(C_f - C_s) \right] \frac{\eta}{k}$$

Bir boyutlu boyuna akış için (8) nolu denklem aşağıdaki şekle indirgenebilir:

$$\beta \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} \quad (9)$$

Benzer şekilde radyal akış durumu için (8) nolu denklem aşağıdaki şekli alır:

$$\beta \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial p}{\partial r} \right) \quad (10)$$

2. 2 Numune Uçlarına Bağlı Haznedeki Akışkanın Temel Denklemleri

Numune uçları ile temasta olan (1) ve (2) nolu iki haznedeki akışkanın hacmindeki basınca bağlı değişim kütle korunum yasasından yararlanarak hızları v_1, v_2 aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$v_1 = -C_f V_1 \frac{\partial p_1}{\partial t}, v_2 = -C_f V_2 \frac{\partial p_2}{\partial t} \quad (11)$$

Burada V_1 ile V_2 tankların hacimleri ve p_1 ile p_2 ise tanklara etkiyen basınçlar.

3. SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİNE GÖRE MODELLEME

Bu bölümde Geçici Basınç Değişimi Yönteminin temel denklemleri olan (9) ve (10) nolu denklemlerin sonlu elemanlar yöntemine göre modellenmesi sunulacaktır.

3.1 Boyuna Akış

Basıncın bir küçük değişimi δp için (9) nolu denklemin integral şekli aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\int_{x=a}^b \delta p \beta \frac{\partial p}{\partial t} dx = \int_{x=a}^b \delta p \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} dx \quad (12)$$

Yukarıdaki denkleme kısmi integrasyon uygulanırsa, sonlu elemanlar yönteminin ana denklemi olarak bilinen ve zayıf form olarak nitelenen

$$\int_{x=a}^b \delta p \beta \frac{\partial p}{\partial t} dx + \int_{x=a}^b \frac{\partial \delta p}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial x} dx = \delta p \hat{t} \Big|_{x=a}^b, \hat{t} = \frac{\partial p}{\partial x} n \quad (13)$$

denklem elde edilir. Gözönüne alınan cismin bütünü M tane küçük sonlu elemanlar diye adlandırılan parçalara bölündüğünü düşünelim. (13) nolu ilişki gözönüne alınan cismin bütünü için geçerli ise herhangi bir eleman içinde geçerli olması gerektiğini ve her bir eleman içinde herhangi bir noktadaki basınç uzaysal olarak aşağıdaki gibi interpolate edildiğini varsayalım:

$$p = N_i P_i + N_j P_j \quad \text{veya} \quad p = [N] \{P(t)\} \quad (14)$$

Burada

$$[N] = [N_i \quad N_j], \{P\}^T = \{P_i \quad P_j\}, N_i = \frac{x_j - x}{L}, N_j = \frac{x - x_i}{L}, L = x_j - x_i$$

Dolayısıyla (13) nolu denklem (14) nolu denklemin yardımıyla her bir eleman için

$$\int_{x=x_i}^{x_j} \beta [N]^T [N] \{\dot{P}\} dx + \int_{x=x_i}^{x_j} [B]^T [B] \{P\} dx = [N]^T \{\hat{t}\} \Big|_{x=x_i}^{x_j} \quad (15)$$

olarak elde edilir. Burada

$$B_i = \frac{-1}{L}, B_j = \frac{1}{L}$$

Yukarıdaki denklem daha kısa bir şekilde aşağıdaki gibi yeniden yazılabilir:

$$[M]^e \{\dot{P}\}^e + [K]^e \{P\}^e = \{F\}^e \quad (16)$$

Burada

$$[M]^e = \beta \int_{x=x_i}^{x_j} [N]^T [N] dx, \quad [K]^e = \int [B]^T [B] dx, \quad \{F\}^e = [N]^T \hat{t} \Big|_{x=x_i}^{x_j}$$

Herbir eleman için verilen (16) nolu ilişki cismin bütünü için

$$[M]\{\dot{P}\} + [K]\{P\} = \{F\} \quad (17)$$

olarak elde edilir. θ yöntemini kullanarak (17) nolu ilişki zaman basamağı t_{n+1} için

$$[M^*]\{P\}_{n+1} = \{F^*\}_{n+1} \quad (18)$$

olarak elde edilir. Burada

$$[M^*] = \left(\frac{1}{\Delta t} [M] + \theta [K] \right),$$

$$\{F^*\}_n = \left(\frac{1}{\Delta t} [M] - (1-\theta)[K] \right) \{P\}_n + \theta \{F\}_{n+1} + (1-\theta)\{F\}_n$$

(18) nolu denklemin çözümü için gerekli sınır koşulları (11) nolu denklemden anlaşılacağı üzere zamanla değişecektir. Haznenin hacminde oluşan değişimle numuneye uçlardan giren akışkanın hızı aynı olması gerektiği koşulu kullanılırsa Darcy yasasından yararlanarak aşağıdaki gibi ilişkiler yazılabilir:

$$q_1 = -\frac{k}{\eta} \frac{1}{A} \left(\frac{\partial p}{\partial x} n \right)_{x=a}, \quad q_2 = -\frac{k}{\eta} \frac{1}{A} \left(\frac{\partial p}{\partial x} n \right)_{x=b} \quad (19)$$

Burada A numunenin kesit alanı, $n_{x=a} = -1$, $n_{x=b} = 1$. Zaman basamağı t_n için (11) nolu denklemlerin Taylor açılımı kullanılır ve elde edilen ilişkiler düzenlenirse zaman numune uçlarına etkiyen basınçlar için aşağıdaki ilişkiler yazılabilir.

$$P_1^{n+1} = P_1^n - \frac{\Delta t}{C_f V_1} q_1, \quad P_2^{n+1} = P_2^n - \frac{\Delta t}{C_f V_2} q_2 \quad (20)$$

(15) nolu ilişkide verilen zamanla değişen sınır koşullarının yerine eşdeğer olan (20) nolu denklemde verilen ilişkiler kullanılarak sayısal çözümler yapılabilir.

3.2 Radyal Akış

Radyal akış için (10) nolu denklemin sonlu elemanlar yöntemine göre modellenmesi benzer şekilde yapılabilir. Elde edilen ilişkiler ilke olarak boyuna akış ile aynı olmakla birlikte problemin geometrik özelliklerine bağlı olarak matris ve vektörlerin içerikleri farklı olacaktır.

4. UYGULAMALAR VE TARTIŞMALAR

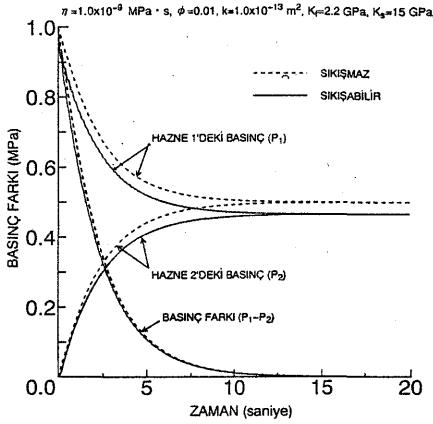
Burada bir önceki bölümde verilen sonlu elemanlar modellerini kullanarak ilk önce geçirgenlik özelliğine etkisi olabilecek iki özel durum incelenecektir:

➤ *Durum 1:* Kaya ve akışkanın sıkışabilirliği aynı ve gözenek oranı değişken,

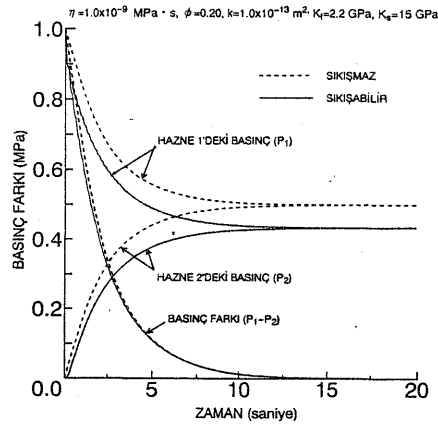
➤ *Durum 2:* Kayanın sıkışabilirliği değişken ve gözenek oranı sabit.

4.1 Gözenek Oranın Etkisi

Gözenek oranının etkisini incelemek üzere, kayayı oluşturan malzeme ile akışkanın sıkışabilirliği sabit tutularak numune iskeletinin sıkışabilirlik katsayısı gözenek oranının limit değerlerinde alması gereken değerleri gözönüne alınarak kayayı oluşturan malzemenin sıkışabilirlik katsayısının 2 katı olduğu varsayılarak her bir gözenek oranı için hesaplanmış ve elde edilen değerler kullanılarak analizler yapılmıştır. Analiz sonuçları Şekil 2 ve Şekil 3'te gösterilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere sıkışabilirlik özelliğini kullanarak elde edilen basınç değişimi ile zaman ilişkileri ile sıkışabilirliği gözönüne almadan elde edilen ilişkiler karşılaştırıldığında gözenek oranı arttıkça sıkışabilirliğin etkisinin oldukça açık bir duruma geldiğini göstermektedir. Başka bir deyişle şu anda bu deney yönteminde kullanılan formülden elde edilecek geçirgenlik değerleri gerçek değerlerden büyük olacaktır. Bu fark kayanın gözenek oranı arttıkça daha da artacaktır.



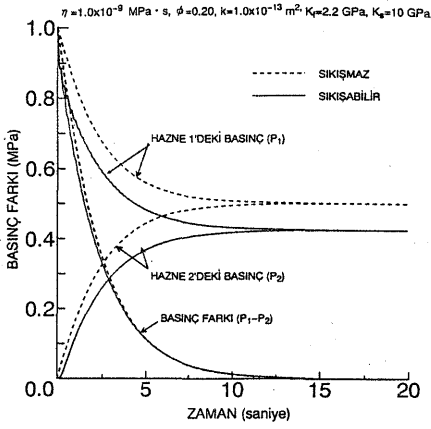
Şekil 2: Haznelerdeki basınç farkının zamanla değişimi (gözenek oranı $\phi = 0.01$)



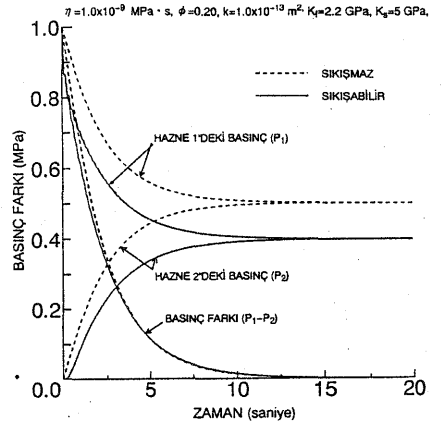
Şekil 3: Haznelerdeki basınç farkının zamanla değişimi (gözenek oranı $\phi = 0.20$)

4.2 Kayayı Oluşturan Malzemenin Sıkışabilirliğinin Etkisi

Kayayı oluşturan malzemenin sıkışabilirliğinin etkisini incelemek üzere, gözenek oranı ile akışkanın sıkışabilirliği sabit tutup kayayı oluşturan malzemenin sıkışabilirlik değerini artırarak numune iskeletinin sıkışabilirlik katsayısı bir önceki örneklerde olduğu gibi hesaplanmış ve elde edilen değerler kullanılarak analizler yapılmıştır. Analiz sonuçları Şekil 4 ve Şekil 5'te gösterilmiştir. Bir önceki örneklerde de görüldüğü gibi sıkışabilirlik özelliğini kullanarak elde edilen basınç değişimi ile zaman ilişkileri ve sıkışabilirliği gözönüne almadan elde edilen ilişkiler karşılaştırıldığında, kayanın sıkışabilirlik katsayısı arttıkça sıkışabilirliğin etkisinin oldukça açık bir duruma geldiğini göstermektedir. Başka bir deyişle şu anda bu deney yönteminde kullanılan formülden elde edilecek geçirgenlik değerleri gerçek değerlerden büyük olacak ve bu fark kayanın sıkışabilirliği arttıkça daha da büyük olacaktır.

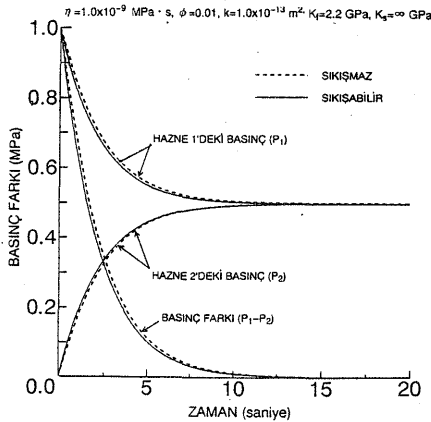


Şekil 4: Haznelerdeki basınç farkının zamanla değişimi (Sıkışabilirlik katsayısı $C_s = 0.1 \text{ GPa}^{-1}$)

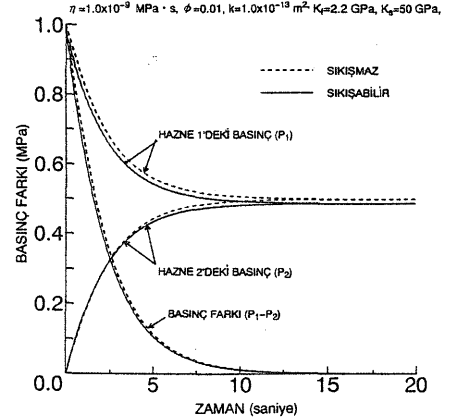


Şekil 5: Haznelerdeki basınç farkının zamanla değişimi (Sıkışabilirlik katsayısı $C_s = 0.2 \text{ GPa}^{-1}$)

Kayanın sıkışabilirlik katsayısı C_s 'in değerinin 0.0 GPa^{-1} ve 0.02 GPa^{-1} olduğu ve gözenek oranı $\phi = 0.01$ olduğunu varsayarak yapılan sayısal analizlerin sonuçları Şekil 6 ve 7'de gösterilmiştir. Şekillerden de görüleceği üzere, kayanın sıkışmaz duruma yaklaşması ve gözenek oranının azalması ile hesaplanan basınç değişimi ile zaman arasındaki ilişkiler bu deney yönteminde kullanılan formülde elde edilen ilişkilere oldukça yaklaşılmaktadır. Dolayısıyla elde edilecek geçirgenlik değerleri arasındaki fark ihmal edilebilecek düzeyde olacaktır. Başka bir deyişle gözenek oranı oldukça düşük ve sert kayalarda, bu yöntemde kullanılan formülün geçerli olduğu söylenebilir. Ayrıca kayanın gerçek geçirgenlik özelliğini saptamak için sayısal yöntemleri (örneğin sonlu elemanlar yöntemi) kullanarak yapılacak geriye dönük analizlerde ilk başlangıç değerinin tanımlanmasında bu yöntemde kullanılan formülde elde edilecek değerden de yararlanmak mümkün olabilecektir.



Şekil 6: Haznelerdeki basınç farkının zamanla değişimi (Sıkışabilirlik katsayısı $C_s = 0.0 \text{ GPa}^{-1}$)



Şekil 7: Haznelerdeki basınç farkının zamanla değişimi (Sıkışabilirlik katsayısı $C_s = 0.02 \text{ GPa}^{-1}$)

5. SONUÇLAR

Bu çalışmada geçirgenliği az olan kayalarda yaygın olarak kullanılan *Geçici Basınç Değişim Yöntemi*'nde elde edilen geçirgenlik değerlerine kaya ile akışkanın sıkışabilirlik özelliğinin etkisini incelemek üzere sonlu elemanlar yöntemine dayanan bir model sunulmuştur. Daha sonra bu model kullanılarak gözenek oranı ile kayanın sıkışabilirlik özelliğinin değerleri değiştirilerek bir takım sayısal çalışma yapılmıştır. Yapılan analizlerden gözenek oranının artması ile elde edilen basınç değişimi ile zaman ilişkisi deney sonuçlarının yorumlanmasında kullanılan ilişkiden farklı olmaktadır. Bunun yanı sıra kayanın sıkışabilirliğinin artmasına bağlı olarak elde edilen basınç değişimi ile zaman ilişkisi de deney sonuçlarının yorumlanmasında kullanılan ilişkiden farklı olmaktadır. Dolayısıyla şu anda kullanılan formülden elde edilen geçirgenlik değerlerinin gerçek değerlerden farklı ve daha büyük olacağını göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö. ve Ersen, A. (1983). Yeraltı suyunu dondurma yöntemi bir uygulaması. *Madencilik*, 22(2), 33-44.
- Aydan, Ö., Üçpırtı, H. ve Ulusay, R. (1997). Kayalarda akışkanların akışı için Darcy yasasının türetimi ve geçerliliği. *Kaya Mekaniği Bülteni*, 13, 1-18.
- Aydan, Ö., Üçpırtı, H. ve Türk, N. (1997). Laboratuvarında kayaların geçirgenlik ölçüm yöntemlerinin kuramı ve deneyler. *Kaya Mekaniği Bülteni*, 13, 19-36.
- Brace, W.F., Walsh, J.B. ve Frangos, W. T. (1968). Permeability of granite under high pressure. *Journal of Geophysical Research*, 73(6), 2225-2236.
- Eringen, A. C. (1980). *Mechanics of Continua*. R.E. Krieger Pub. Co., 2nd Ed., New York.
- Gale, J. (1990). Hydraulic behaviour of rock joints. *International Symposium on Rock Joints*, Loen, 351-362.
- Tsang, Y.W. Witherspoon, P.A. (1981). Hydro-mechanical behaviour of a deformable rock fracture subject to normal stress. *J. Geophys. Res.*, 86(B10), 9287-9298.
- Zimmerman, R.W. , Somerton, W.H., King, M.S. (1986). Compressibility of porous rocks. *J. Geophys. Res.*, 91(B12), 12765-12777.

ODA-TOPUK ÜRETİM YÖNTEMİNDE “KISITLAYICI DOĞAL ETMENLERİN” ANALİTİK ŞEKİLDE BELİRLENMESİ

EVALUATION OF LIMITING -NATURAL PARAMETERS IN ROOM AND PILLAR COAL WORKINGS BY MEANS OF ANALYTICAL APPROACH

Ergin ARIOĞLU, *İTÜ, Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul*

ÖZET

Bu çalışmada; derinlik, kömürün yerindeki dayanımı ve taban formasyonunun taşıma kapasitesi gibi doğal faktörlerin oda-topuk yöntemi üzerindeki etkileri analitik şekilde incelenmiştir. Elde edilen somut sonuçlar oda topuk yönteminin uygulama limitlerini ortaya açıkça koymuştur. ABD'deki oda-topuk madenciliğinin üretim derinliği 200-250 metreye ulaşmış durumdadır. Bu derinlik, topuk/tabana formasyonunun stabilite koşullarına bağlı olarak “kritik üretim derinliği”ni belirlemektedir.

ABSTRACT

In this study, affect of natural parameters such as, depth, strength of coal pillars and bearing capacity of floor strata on the design of room and pillar coal mining were investigated by means of analytical approach. Outcomes of this investigation reveal the limits of room -and-pillar coal mining clearly. As mines in US coal industry are now going deeper than 200-250 meter the depth of room and pillar mining can be considered to, arrive at its critical value depending on pillar/floor stability conditions.

1. GİRİŞ

1985 yılı istatistiklere göre dünya ölçeğinde üretilebilir taşkömürü rezervlerinin (488 milyar ton) dağılımında Amerika Birleşik Devletleri %22,9 pay ile 1. sırada yer almaktadır. Aynı ülkenin 1985 dünya taşkömürü üretimindeki (3,2 milyar ton) payı %24,6 ile Çin'in (%25,4) hemen arkasından gelmektedir. Uluslararası kömür ticareti yönünden bakıldığında, 1988 yılı itibarıyla toplam taşkömürü dış satımında (340 milyar ton/yıl) ABD %25'lik bir pay ile Avustralya'yı izlemiştir (Maksimovic, Nowrey, 1991). Verilen sayısal değerlendirmeler ABD'nin gerek taşkömür üretiminde gerekse dışsatımında ideal bir ülke olduğunu göstermektedir.

ABD'yi bu konuma getiren temel nedenlerden biri hiç kuşku yoktur ki kömür yataklarının içerdiği jeolojik koşullarının (damar kalınlığı < 4,5 m, eğimi 0°-15°), jeolojik sürekliliği, sık üretim derinliği (100-250 m)) maden işletmeciliği disiplini açısından elverişli olmalarıdır. ABD'nin toplam kömür rezervleri, üretim yöntemi bazında incelendiğinde ise rezervlerinin %68'i derin yeraltı madencilik yöntemleri üretilebilir potansiyeli taşımaktadır. 1985 yılı anılan ülkede yeraltı kömür üretiminin (306 milyon ton/yıl) yöntem bazında dağılımları şöyledir: %17 uzunayak - %17 oda-topuk (delme + patlatma) - %66 oda-topuk (tam mekanize uygulaması). Kısaca, oda-topuk yöntemi yeraltı üretiminde %83 gibi çok ağırlıklı bir paya sahiptir. Bilindiği üzere "oda-topuk yöntemi" mekanizasyon uygulamalarına en açık yöntem olup, sağladığı "verimlilik" ile işçilik maliyeti bakımından uluslararası kömür ticaretinde belirli bir üstünlük elde etmektedir. Örneğin; ABD'de ve Avustralya'daki taşkömür maden işletmelerinde ortalama verimlilik büyüklüğü sırasıyla 9000 t/işçi-yıl ve 6500 t/işçi-yıl'dır. Aynı sırada yıllık işçilik maliyetleri ise 42.000 \$/işçi-yıl ve 60.000 \$/işçi-yıl mertebesinde (Mahyera-Lorentz, 1997). Buna göre ABD'de üretim maliyetinde ortalama işçilik şarjı 4,66 \$/ton olurken Avustralya'da 9,23 \$/ton düzeyinde gerçekleşmektedir.

Yakın ve orta gelecekte uluslararası kömür ticaretinde oluşacak fiyat hareketlerini daha yakından algılayabilmek için şu anda çok yaygın bir şekilde uygulanmakta olan oda-topuk yönteminin özellikle doğal çalışma koşulları (üretim derinliği ve taban stabilitesi) yönünden taşıdığı limitleri ayrıntılı bir şekilde incelemekte büyük bir yarar vardır. Bu çalışmada, oda-topuk yönteminin kritik üretim derinlikleri "topuk taşıma kapasitesi" ve "taban stabilitesi" bakımından formüle edilmiştir. Çalışma çerçevesinde çıkartılan formüllerin oda açıklığı, topuk genişliği, üretim oranı ve kömürün laboratuvar tek eksenli basınç dayanımı gibi temel tasarım büyüklükleriyle olan ilişkileri nomogram düzeninde gösterilmiştir. Bu düzenlemelerle de Trakya bölgesindeki küçük-orta ölçekli yeraltı linyit işletmeleri için oda-topuk tasarım ilkelerinin verilmesi amaçlanmıştır.

2. KRİTİK ÜRETİM DERİNLİĞİNİN TOPUK TAŞIMA KAPASİTESİNE GÖRE FORMÜLE EDİLMESİ

2.1. Kritik Üretim Derinliğinin Hesaplanması

Oda-topuk tasarımında kullanılan temel büyüklüklere (üretim oranı, oda açıklığı, topuğa etki eden basınç vb) ilişkin bağıntılar ve kritik üretim derinliğinin "topuk taşıma kapasitesi"ne göre hesaplanma ilkesi Çizelge 1'de topluca takdim edilmiştir.

Çizelge 1. Temel tasarım büyüklükleri - topuk dayanımı - emniyet katsayısı ve kritik üretim derinliği

• **Temel tasarım büyüklükleri:**

o Üretim oranı
$$e = 1 - \left(\frac{W_1}{W_1 + l_o} \right) \left(\frac{W_2}{W_2 + l_o} \right) \quad (1)$$

(Birön,Arioğlu,1980)

Planda kare topuk için
$$e = 1 - \left(\frac{W}{W + l_o} \right)$$

($W_1 = W_2 = W$)

o Oda açıklığı
$$l_o \leq 1,41 \sqrt{\frac{\sigma_{y,\varphi}}{F_o} \cdot \frac{t}{\gamma}} \quad (2)$$

(Arioğlu,1988,1997)

$\sigma_{y,\varphi}$ (t / m^2), t (m), γ (t / m^3), l_o (m)

o Yerinde çekme dayanımı
$$\sigma_{y,\varphi} \cong 9,97 \cdot 10^{-3} RQD^{0,667} \frac{\sigma_{lab,b,ta}}{m_k} \quad (3)$$

(Arioğlu,1997)

o Topuğa etki eden olası basınç
$$\sigma_t = \frac{\gamma H}{1 - e} = \frac{0,025 H}{1 - e}, \text{MPa} \quad (4)$$

• **Topuk dayanımı** (Sheorey,1992)
$$\sigma_{y,t} = 0,27 \sigma_{lab,b} h^{-0,36} + \frac{H}{150} \left[0,6 + \frac{150}{H} \right] \left[\frac{W}{h} - 1 \right], \text{MPa}$$

• **Topuk taşıma kapasitesi-**
$$F = \frac{\sigma_{y,t}}{\sigma_t} \geq 1 \quad F = 1,5$$

Emniyet katsayısı

• **Kritik üretim derinliği**
$$H_{kritik} = \frac{10,8 \sigma_{lab,b} h^{-0,36} + 40 \frac{W}{h} - 40}{\frac{F}{1 - e} + 0,16 \left(1 - \frac{W}{h} \right)} \quad (5)$$

Topuk planda dikdörtgen ($W_1 \times W_2$) ise H_{kritik} ifadesinde “W” yerine eşdeğer genişlik

“ W_e ” koyulacaktır. Anılan büyüklük; $W_e = 4 \cdot \frac{W_1 \cdot W_2}{2 (W_1 + W_2)}$ bağıntısı ile

hesaplanabilir (Stacey and Page,1986).

Çizelge 1. devamı

W_1	= Planda dikdörtgen topuğun genişliği
W_2	= Dikdörtgen topuğun uzunluğu
W	= Planda kare topuğun genişliği
t	= Yalancı tavanın kalınlığı $t = \frac{h}{K-1}$ (Birön, Arıoğlu, 1983)
h	= Çalıştırılan damar kalınlığı
K	= Hacimsel kabarma katsayısı, ortalama değer olarak $K \approx 1,5$ alınabilir (Birön, Arıoğlu, 1983)
F_o	= Oda açıklığı hesabında kullanılan emniyet katsayısı. Genellikle $F_o = 2$ alınabilir
γ	= Tavan formasyonunun ortalama yoğunluğu
RQD	= Yalancı tavan formasyonuna ait ortalama “kaya kalite değeri”, %
$\sigma_{lab, b, ta}$	= Yalancı tavan katmanından alınan numunelerin ortalama laboratuar tek eksenli basınç dayanımı
m_k	= Yalancı tavana ait çatlaksız numuneler için belirlenen Hoek-Bray dayanım hipotezi malzeme faktörü (boyutsuz). Kumtaşı için ortalama $m_k = 13,2$, silttaşı için ortalama $m_k = 7,4$, kiltası için ortalama $m_k = 4$ değerleri önerilmektedir (Gerçek, Müftüoğlu, 1992)
$\sigma_{lab, b}$	= Kömürün laboratuar tek eksenli basınç dayanımı (2’5 cm’lik küp numuneler)
H	= Üretim derinliği
H_{kritik}	= Kritik üretim derinliği. Proje üretim derinliği $H_{proje} > H_{kritik}$ ise topuğun taşıma kapasitesi (dayanımı) yönünden “stabilite koşulu” sağlanmamaktadır. Diğer bir deyişle, “oda-topuk yöntemi” uygulanamaz.

Bu analizde topuk dayanımını belirlemek için (Sheorey, 1992) bağıntısı kullanılmıştır. Bu bağıntının kullanılmasının temel nedenleri şöyle özetlenebilir:

- Dayanım bağıntısı hem “boyut faktörü”nü hem de derinlikle birlikte artan “üç eksenli yükleme faktörü”nü dikkate almaktadır. Literatürde verilen diğer ampirik dayanım bağıntıları [bakınız EK-1] sadece “boyut-şekil faktörü”nü içermektedirler.
- Yukarıda kısaca açıklanan nedenden dolayı “topuk dayanımı” çoğu kez gerçek topuk dayanımını tanımlayamamaktadır. Sheorey topuk dayanım bağıntısının ve Dutta, (1992) kaynağında rapor edilen aktüel oda boyut ve laboratuar basınç dayanım değerleri için diğer bağıntılarla ayrıntılı bir karşılaştırılması EK-1’de yapılmıştır.

* Sheorey-1992 bağıntısında yer alan “ $\sigma_{lab, b}$ ” büyüklüğü 2,50 cm boyutlu küp numunenin tek eksenli basınç dayanımını ifade etmektedir. Diğer bağıntılarda kullanılan laboratuar basınç dayanımı ise 5 cm’lik

EK- 1’den açıktır ki Sheorey yarı ampirik bağıntısının sonuçları gözlenen topuk stabilite davranışları ile çok daha gerçekçi bir uyum içindedirler. Diğer bir deyişle hesaplanan emniyet katsayıları “F” 2 adet stabil-sağlam topuk örneği (1 ve 2 nolu topuklar EK-1) için $F > 1$ ’dir.

Şekil 1’de Sheorey topuk dayanım bağıntısı “ $\sigma_{y,t}$ ” esas alınarak çeşitli laboratuvar kömür basınç dayanımı (2,5 cm’lik küp dayanım) değerleri “ $\sigma_{lab,b}$ ” ne karşı gelen kritik üretim derinliği “ H_{kritik} ” ile topuk genişliği/damar kalınlığı “ W / h ” oranının değişimleri çizilmiştir. Pratik mühendislik amacına yönelik olarak da aynı değişimler çeşitli oda açıklıkları “ l_o ” için hazırlanan üretim oranı “e” - topuk genişliği “W” değişimleri ile birlikte bütünleştirilmiştir.

Söz konusu değişimler yakından incelendiğinde şu pratik sonuçlar ön plana çıkmaktadır:

- Değişmeyen topuk genişliği/damar kalınlığı “ W / h ” oranında, kritik üretim derinliği “ H_{kritik} ” kömürün laboratuvar basınç dayanımı (2,5 cm küp numune) “ $\sigma_{lab,b}$ ” ile birlikte belirgin ölçüde artmaktadır.
- Verilen bir laboratuvar basınç dayanımı büyüklüğü “ $\sigma_{lab,b}$ ” için artan “ W / h ” değeriyle kritik üretim derinliği de önemli ölçüde artmaktadır.

2.2. Oda-Topuk Üretim Yönteminde Uygulanan En Yaygın Tasarım Büyüklüklerine Göre “Kritik Üretim Derinliği”nin İrdelenmesi

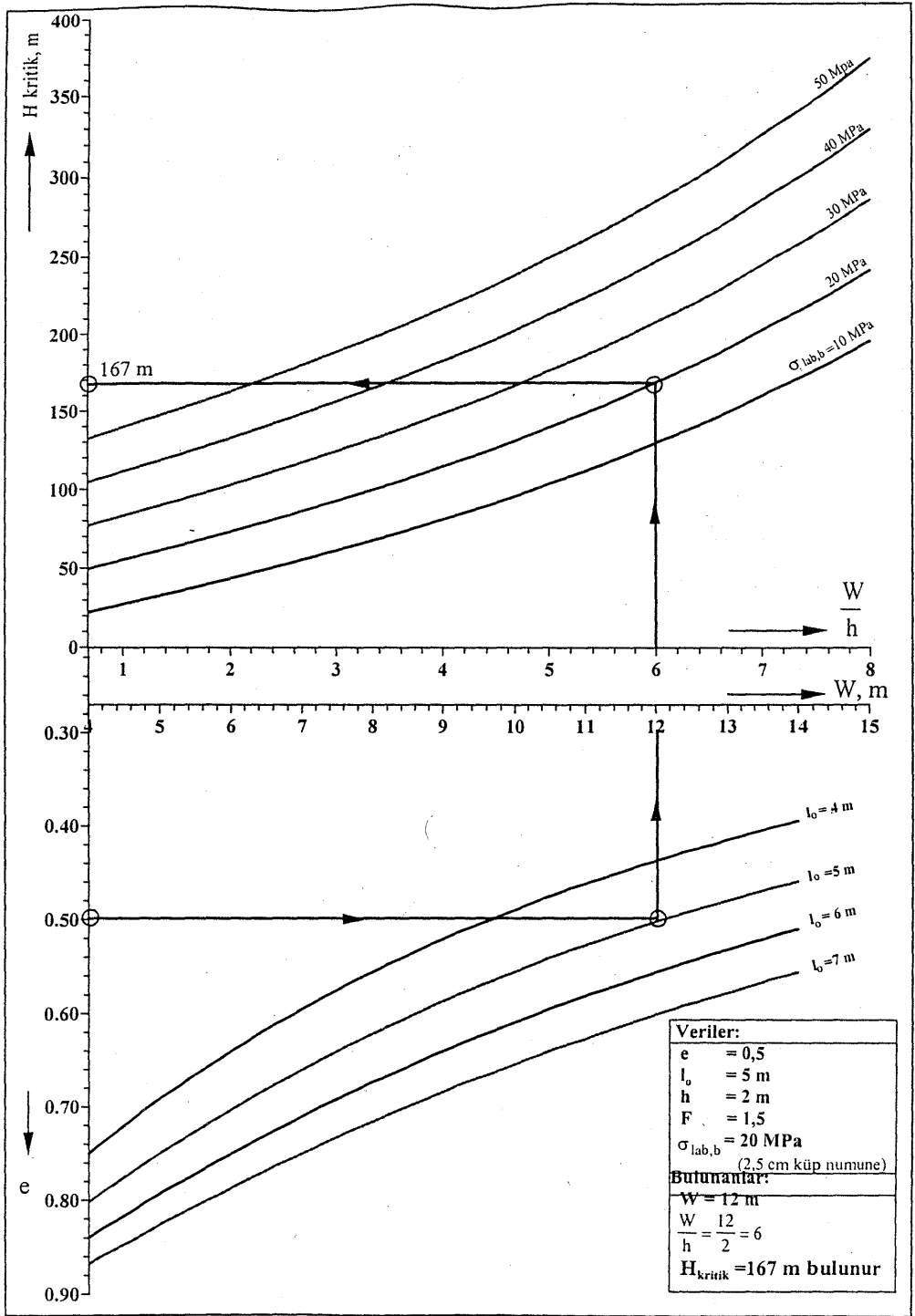
ABD’deki oda-topuk yöntemine ait yaygın tasarım büyüklükleri şöyledir:

- Tavan katmanlarının yoğunluğu $\gamma = 0,025 \text{ MN} / \text{m}^3 \text{ (2,5 t} / \text{m}^3 \text{)}$
- Oda açıklığı $l_o = 5 \text{ m}$
- Damar kalınlığı $h = 2,0 \text{ m}$
- Topuk genişliği $W = 12 \text{ m}$
- Üretim oranı
$$e = 1 - \left(\frac{W}{W + l_o} \right)^2 = 1 - \left(\frac{12}{12 + 5} \right)^2 \approx 0,50$$

(Planda kare topuk)
- Pittsburgh damarı ait $K_1 = 40 \text{ MPa (5718 psi) (Hustrulid,1976)}$
 K_1 (“d=2,0” küp dayanımına göre hesaplanan) büyüklüğü
- Ortalama laboratuvar tek eksenli basınç dayanımı
$$K_1 = \sigma_{lab,b} \sqrt{d} \rightarrow \sigma_{lab,b} = \frac{5718}{\sqrt{2,0}} = 4043 \text{ psi}$$

$$\sigma_{lab,b} = 27.88 \text{ MPa}$$

küpe ait dayanım değerleridir. EK-1’deki laboratuvar basınç dayanımı yaklaşık (1,58) faktörü ile çarpılırsa 2,5 cm’lik küp numuneye karşı gelen basınç dayanımı kestirilebilmektedir.



Şekil 1. Sheorey topuk dayanım bağıntısı esas alınarak kritik üretim derinliği büyüklüğünün çeşitli tasarım parametreleri ile değişimleri: (planda kare topuk-damar kalınlığı $h = 2$ m, emniyet katsayısı $F = 1,5$ kabul edilmiştir).

- Sheorey topuk bağıntısında kullanılacak, $\sigma_{lab,b} \cong 1,4 \cdot 28,3 = 39,6 \text{ MPa}$
laboratuar tek eksenli basınç dayanımı
(2,5 cm küp numune)(1,4 boyut düzeltme
çarpanını ifade etmektedir.)
- Emniyet katsayısı $F = 1,5$

Bu büyüklükler için “kritik üretim derinliği” Sheorey topuk dayanımı (Çizelge-1) ve Bieniawski topuk bağıntıları (EK-1) için Çizelge-2’de hesaplanmıştır. Süreklilik amacıyla değerlendirme notu da aynı çizelgede belirtilmiştir.

Çizelge 2. Oda-topuk yönteminde en yaygın uygulanan tasarım büyüklüklerine karşı gelen kritik üretim derinliğinin hesaplanması	
Sheorey, 1992	Bieniawski, 1982
• Kritik üretim derinliği $H_{kritik} = \frac{10,8 \cdot 39,6 \cdot 2^{-0,36} + 40 \frac{12}{2} - 40}{\frac{1,5}{1 - 0,50} + 0,16 \left(1 - \frac{12}{2}\right)} = 242 \text{ m}$ • Topuk dayanımı $F = \frac{\sigma_{y,t}}{\sigma_t} = 1,5 \text{ 'den}$ $\sigma_{y,t} = 1,5 \cdot \sigma_t = 1,5 \cdot \left(\frac{0,025 \cdot H_{kritik}}{1 - e} \right)$ $= \frac{1,5 \cdot 0,025 \cdot 242}{1 - 0,5} = 18,15 \text{ MPa}$	• (30x30x30 ft) (90x90x90) numunenin -yerinde- basınç dayanımı $\sigma_k = \frac{28,3 \cdot 2,0^{0,5}}{6} = 6,67 \text{ MPa}$ veya $\sigma_k = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ MPa}$ • Topuk dayanımı $\sigma_{y,t} = 6,67 \left(0,64 + 0,36 \cdot \frac{12}{2} \right) = 18,67 \text{ MPa}$ • H_{kritik} üretim derinliği $F = \frac{\sigma_{y,t}}{\sigma_t} = \frac{18,67}{\frac{0,025 H}{1 - 0,5}} = 1,5$ $H_{kritik} \cong 250 \text{ m}$
• Değerlendirme: Uygulanan tasarım büyüklükleri ve ekonomik üretim oranı $e = \%50$ için, kömür topuğunun taşıma kapasitesi açısından kritik üretim derinliği 250 m düzeyindedir. Diğer bir anlatımla, kritik üretim derinliği $H = 250 \text{ m}$ dir. Bu büyüklük üretim oranı ($e = 0,50$) azaltarak derinleştirilebilir. Bu düzenlemede üretim ekonomisinin zedeleneyeceği hatırdta tutulmalıdır.	

Kuşkusuz Çizelge-2’de belirtilen “değerlendirme notu” şu noktalar açısından daima tartışmaya açıktır:

- Topuğa etki eden arazi basıncının “ $\sigma_t = \frac{\gamma H}{1-e}$ ” formülünden önemli ölçüde sapma gösterebilir. Bu farklılık pano geometrik boyutlarına ve tavan-kömür-taban formasyonlarının yerindeki eğilme rijitlik büyüklüklerine bağlıdır.
- Topuk dayanım bağıntıları esasta çeşitli işletmelerdeki “stabil” topukların istatistiksel analiz sonuçlarına dayandırılmıştır. Daha açık bir deyişle kömürün tavan-taban formasyonunun davranışını denetleyen büyüklükler dikkate alınmamıştır. Ayrıca, topuk dayanım bağıntıları belli “topuk genişliği/damar kalınlığı” oranları ($\frac{W}{h} < 6 \sim 7$) için geçerlidir. Bu kritik geometrik değerlerin üzerindeki çalışma şartlarında gerçek topuk dayanımının -üç eksenli basınç koşulu nedeniyle- daha yüksek olduğu bilinmektedir (Madden-Merwe-Oldroyd,1996, Wagner,1992, Stacey ve Page,1986).
- Laboratuar basınç dayanımı büyüklüğünden yerinde (0,9 m boyutlu) küp dayanımına geçerken kullanılan, “boyut etkisi” tanımlayan $\sigma = f(d)^{-\alpha}$ istatistiksel bağıntısının “üs büyüklüğü” bazı çalışmalarda $\alpha = 0,5$ ’den daha küçük değerler elde edilmiştir. Örneğin; İngiliz kömürlerinin konu edildiği bir araştırmada anılan büyüklük (0,17~0,37) (Evans-Pomeroy,1966) düzeyinde olup, bu çalışma çerçevesinde kabul edilen 0,5 değerinden çok farklıdır. Mark,1990 kaynağında da Wang’ın çalışmasına gönderme yapılarak $\alpha = 0,17$ değeri rapor edilmektedir.

3. TABAN FORMASYONUNUN TAŞIMA KAPASİTESİ BAKIMINDAN KRİTİK ÜRETİM DERİNLİĞİNİN FORMÜLE EDİLMESİ

3.1. Genel

Oda-topuk tasarımı diğer bir “stabilite sorunu” ise taban formasyonunun taşıma kapasitesinin “ q_t ” topuklar ile tabana aktarılan topuk basıncından “ σ_t ” küçük olmasından kaynaklanan topuğun tabana gömülmesi, taban katmanlarının oda açıklığına doğru önemli ölçüde yer değiştirmesi (taban kabarması) olaylarıdır. Özellikle suya karşı fevkalade duyarlı, bileşiminde kil mineralleri bulunan yumuşak-plastik nitelikteki kilaşı-çamurtaşı-silttaşı gibi taban formasyonlarında “taban stabilitesi” tasarımı kesinlikle tahkik edilmelidir (Arıoğlu ve arkadaşları,1994). Bu tür formasyonların artan nem içeriği ile taşıma kapasiteleri büyük ölçüde azalacağı, hatırdta tutulmalıdır (Park-Jiang,1991).

Taban formasyonlarının gerçek taşıma kapasitelerinin analitik modellerle belirlenmesi bir problemdir. Taşıma kapasitesini denetleyen faktörlerin sayısı (topuk genişliği ve uzunluğu, topuk genişliği/oda açıklığı, topuk altındaki katmanların kalınlığı ve elastik modülleri-katmanların yerinde mekanik büyüklüklerinin katman kalınlığı ile değişimleri, özellikle sistemdeki ince katmanların yükleme doğrultusu ile yaptığı açı, topuklarla aktarılan düşey gerilmelerin şiddeti-dağılımları) ve birbirleriyle etkileşimi incelenen konunun zorluğunu ortaya koymaktadır. Bu çalışma çerçevesinde oldukça basit fakat belirli bir güvenilirlik derecesi taşıyan, esasta Terzaghi’nin zemin mekaniğinde çok sık uygulanan “taşıma kapasitesi” yaklaşımı benimsenmiştir. Bu

yaklaşımında kullanılan yerinde içsel sürtünme açısı ve kohezyon büyüklükleri ise (Sheorey, 1997) kaynağında rapor edilen bağıntılar yardımı ile hesaplanabilirler. Çizelge 3’de taban taşıma kapasitesine ilişkin tüm bağıntılar toplu halde açıklamalarıyla birlikte gösterilmiştir.

Çizelge 3. Taban Formasyonunu Taşıma Kapasitesi

- Terzaghi yaklaşımına göre şeritvari topuk için taban taşıma kapasitesi

$$q_t = C_y \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot W_2 \cdot N_\gamma \quad (6)$$

- Planda kare topuk (W x W) için taban taşıma kapasitesi

$$q_t = 1,3 C_y \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma_t \cdot W \cdot N_\gamma \quad (7)$$

- Taşıma kapasitesi faktörleri (Terzaghi, 1943, Cernica, 1995)

$$N_c = \cot g \varnothing_y (N_q - 1) \quad (8)$$

$$N_q = \frac{e^{2 \left[\left(\frac{3\pi}{4} - \varnothing_y / 2 \right) \operatorname{tg} \varnothing_y \right]}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varnothing_y}{2} \right)} \quad (9)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(K_{py} / \cos^2 \varnothing_y - 1 \right) \operatorname{tg} \varnothing_y \quad (10)$$

$$K_{py} = 3 \operatorname{tg}^2 \left[45 + \left(\frac{\varnothing + 33}{2} \right) \right] \quad (11)$$

İçsel sürtünme açısı, (°) $\varnothing_y$	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00
10	9,61	2,69	1,25
15	12,9	4,50	2,50
20	17,69	7,44	4,97
25	25,2	12,70	9,70

- Taban formasyonunun “yerinde” dayanımı ve kayma büyüklükleri (Sheorey, 1997)

o Basınç dayanımı $\sigma_{y,b} = \sigma_{lab,b} \cdot \exp \left[\frac{RMR - 100}{20} \right] \quad (12)$

o Çekme dayanımı $\sigma_{y,\varphi} = \sigma_{lab,\varphi} \cdot \exp \left[\frac{RMR - 100}{27} \right] \quad (13)$

o Kohezyon
$$C_y = \sigma_{y,b} \cdot \sigma_{y,\varphi} \cdot \left[\frac{b_y}{(1+b_y)^{1+b_y}} \right]^{0,5} \quad (14)$$

$$b_y = b^{\text{RMR}/100}, b_y < 0,95$$

Çizelge 3 devamı

o İçsel sürtünme açısı
$$\varnothing_y = \arctg \left(\frac{C_y^2 (1+b_y)^2 - \sigma_{\varphi,y}^2}{2 \cdot C_y \cdot \sigma_{\varphi,y} (1+b_y)} \right) \quad (15)$$

(normal gerilme $\sigma = 0$ 'da)

- Diğer bir yaklaşıma göre taban formasyonunun “yerinde” dayanım ve kayma büyüklükleri

o Basınç dayanımı
$$\sigma_{y,b} = f_{\varphi} \cdot f_a \cdot f_z \cdot \sigma_{\text{lab},b}$$

(Adorf-Exner,1986)

Çatlaklılık faktörü $f_{\varphi} = \frac{1}{5} = 0,2$

Ayrışma faktörü $f_a \approx 1$

Zaman faktörü $f_z \approx 1 \sim 0,8$

o Kohezyon
$$C_y = \frac{\sigma_{y,b} \cdot (1 - \sin \varnothing_y)}{(2 \cdot \cos \varnothing_y)}$$

(Hoek,1990)

Yumuşak killi formasyonlarda

$$\varnothing_y = 20^\circ - 10^\circ$$

$$\varnothing_y \cong 0^\circ \text{ (mükemmel plastik malzeme)}$$

$$C_y \cong \frac{0,2 \cdot 1 \cdot 1}{2} \cdot \sigma_{\text{lab},b} = 0,1 \sigma_{\text{lab},b}$$

($\varnothing_y = 0^\circ$ alındığında $f_z = 1,0$ kabul edilebilir.

$\varnothing_y > 0^\circ$ alındığında ise $f_z = 0,8$ alınmalıdır)

q = Sürşarj

γ_t = Taban formasyonunun yoğunluğu

W_t = Topuk genişliği

W = Planda kare topuğun genişliği

K_{py} = Pasiflik katsayısı

b = Çatlaksız-sağlam taban taşının üç eksenli laboratuar deneyinde elde edilen $\sigma_1 = f(\sigma_3)$ regresyonuna ait üssün değeri. σ_1 = düşey basınç- σ_3 = yatay basınç. b büyüklüğü büyük ölçüde taban taşının litolojenik türüne bağlı olup 0,4-0,6 arasında değişir.

3.2. Kritik üretim Derinliğinin Formüle Edilmesi

$\sigma_t > q_t$ durumunda “taban stabilitesi” sağlanamamakta ve topuğun taban formasyonuna doğru “gömülmesi” söz konusudur. “Kritik üretim derinliği” taban stabilitesi koşulunu

$$F_t = \frac{q_t}{\sigma_t} = \frac{q_t}{\frac{0,025 \cdot H}{1 - e}} \geq 1 \quad (16)$$

sağlamalı ve bu temel koşuldan hareketle anılan büyüklük için

$$H_{\text{kritik}} = 40 \cdot \frac{q_t}{F_t} \cdot (1 - e) \quad (17)$$

bağıntısı çıkartılabilir. Taban stabilitesi yönünden minimum emniyet katsayısı $F_t = 2$ alınabilir. Bu takdirde, yukarıdaki bağıntı

$$H_{\text{kritik}} = 20 \cdot q_t (1 - e)$$

şeklinde yazılabilir.

Burada:

H_{kritik} = Kritik üretim derinliği , m. Proje üretim derinliği

$H_{\text{proje}} > H_{\text{kritik}}$

ise verilen üretim koşulları için “taban stabilite” problemleri söz konusudur. Kısaca, $H_{\text{proje}} < H_{\text{kritik}}$ olmalıdır.

q_t = Taban formasyonunun taşıma kapasitesi, MPa (Çizelge-3)

e = Üretim oranı (Çizelge-1)

Sürşaj (ek yükleme), değerinin $q = 0$ ve $0,4 \cdot \gamma_t \cdot W N_\gamma$ teriminin oldukça küçük değerde olduğu dikkate alınırsa planda kare topuk için tabanın taşıma kapasitesi

$$q_t = 1,3 \frac{\sigma_{y,b} \cdot (1 - \sin \varphi_y)}{2 \cdot \cos \varphi_y} \cdot N_c = 0,65 \frac{f_\varphi \cdot f_a \cdot f_z \cdot \sigma_{\text{lab},b} \cdot (1 - \sin \varphi_y)}{\cos \varphi_y} \cdot N_c \quad (18)$$

bağıntısından kestirilebilir. Taban formasyonunun mükemmel plastik malzeme davranışı göstereceği (içsel sürtünme açısı $\varphi_y = 0$ $N_c = 5,7'$ dir) ve

$f_\varphi = 0,2$, $f_a = 1$, $f_z = 1$ kabulleri (Çizelge-3) yapılırsa, taşıma kapasitesi ifadesi

$$q_t \cong 0,74 \cdot \sigma_{\text{lab},b}$$

şeklinde basitleştirilebilir. Burada $\sigma_{\text{lab},b}$ taban taşının laboratuar basınç dayanımını (MPa) belirtmektedir. Bir kere daha burada vurgulanmalıdır ki bu büyüklüğü denetleyen

parametrelerin “su içeriği” ve şist düzlemlerinin yükleme doğrultusu ile yaptığı açı oldukça özenle hatırdâ tutulmalıdır.

Gerçekten ifade edilmelidir ki “ $\emptyset \equiv 0$ kabulü ile” en gayri müsait koşullara karşı gelen taban taşıma kapasitesine karşı gelmektedir. Özellikle pano üretim süresinin artması, kömür damarının altında yumuşak-plastik davranış sergileyen kil içerikli kalın bir katmanın bulunması ve ocakta su gelirinin mevcut olması $\emptyset \equiv 0$ kabulünü daha gerçekçi yapacaktır. $q_t = 0,74 \cdot \sigma_{lab,b}$ ifadesi kritik üretim derinliği bağıntısında yerine yazılırsa

$$H_{kritik} = 14,8 \cdot \sigma_{lab,b} (1 - e) \quad (19)$$

elde edilir. Boyutlar: $\sigma_{lab,b}$ [MPa], H_{kritik} [m]’dir. Şekil-2’de çeşitli “ $\sigma_{lab,b}$ ” değerleri için $H_{kritik} = f(e)$ ve çeşitli “ l_o ” değerlerine karşı gelen $W = f(e)$ değişimleri nomogram düzeninde gösterilmiştir.

Örneğin bugünkü uygulamalarda en yaygın kullanılan üretim oranı $e = 0,50$ ve $\sigma_{lab,b} = 10$ MPa dayanımdaki bir taban taşı (su içeriği %2,5) için “taban stabilitesi” açısından inilebilecek üretim derinliğinin sınır değeri;

$$H_{kritik} = 14,8 \cdot 10 \cdot (1 - 0,50) = 74 \text{ m}$$

olarak hesaplanmaktadır. Dikkat edileceği üzere $H_{kritik} = 74$ m, 2.2’ bölümünde topuk taşıma kapasitesine göre belirlenen kritik üretim derinliğinden ($H_{kritik} = 250$ m) küçüktür. Diğer kelimelerle en gayri müsait taban koşullarına karşı gelen çalışma durumunda taban formasyonunun “taşıma kapasitesi” genel stabiliteyi belirlemektedir. İçsel sürtünme açısının $\emptyset = 20^\circ$ alınması durumunda aynı üretim, mekanik büyüklükler ve kabuller (Çizelge-3) için kritik üretim derinliği:

$$\emptyset = 20^\circ \longrightarrow N_c = 17,69 \text{ (Çizelge-3)}$$

$$q_t = 0,65 \cdot \frac{0,2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 10 \cdot (1 - \sin 20^\circ)}{\cos 20^\circ} \cdot 17,69 = 12,69 \text{ MPa}$$

$$H_{kritik} = 20 \cdot 12,69 \cdot (1 - 0,50) \cong 130 \text{ m}$$

olarak hesaplanmaktadır. Eğer su içeriği %1 düzeyinde ise laboratuvar basınç dayanımı $\sigma_{lab,b} = 17$ MPa olup, $\emptyset = 0^\circ$ ve $\emptyset = 20^\circ$ içsel sürtünme açılarına karşı gelen kritik üretim derinlikleri sırasıyla 125 m ve 220 m düzeylerinde kestirilmektedir. Açıkthatır ki $\emptyset^\circ$ ve $\sigma_{lab,b}$ değerleri arttıkça taban stabilitesi bakımından inilebilecek üretim derinliği “ H_{kritik} ” belirgin ölçüde artmaktadır.

4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada incelenen konulardan elde edilen ana sonuçlar şöyle özetlenebilir:

- Oda-topuk yönteminde genel stabiliteyi belirleyen iki temel koşul vardır. a) Topuğun taşıma kapasitesi " $\sigma_{y,t}$ " > topuğa etki eden olası arazi basıncı " σ_t " olmalıdır. b) Taban taşıma kapasitesi " q_t " > " σ_t " olmalıdır. Bu koşullardan birinin sağlanamaması durumunda verilen üretim ve geometrik çalışma koşulları için "stabilite problemi" (topuğun aşırı ölçüde ezilmesi veya topuğun taban formasyonuna gömülmesi vb.) söz konusudur.
- Oda-topuk üretim yönteminin uygulama ölçütü olarak tanımlanabilecek "kritik üretim derinliği" yukarıda belirtilen stabilite koşullarına göre formüle edilmiştir (Çizelge-2 ve Çizelge-3). Çıkarılan kritik üretim ifadelerinin değişimleri pratik mühendislik amaçlarına yönelik olarak nomogram düzeninde takdim edilmiştir. Hazırlanan nomogram (Şekil-1 ve Şekil-2) aynı zamanda oda-topuk yönteminin belli başlı tasarım büyüklüklerinin (üretim oranı, topuk genişliği, oda açıklığı, topuk ve taban taşıma kapasiteleri) belirlenmesi amacıyla da kullanılabilirler.
- Orta vadede bakıldığında, ABD'deki yeraltı kömür işletmelerinin üretim derinliği artacaktır. Bu artış beraberinde "stabilite sorunları"nı getirecektir. Başka bir anlatımla, artan üretim derinliklerinde klasik oda-topuk yönteminin içerdiği ekonomik avantajların büyük ölçüde zedelenebileceği, ileri sürülebilir. Tüm bu değerlendirmelerin ışığı altında, uluslararası kömür fiyatlarının belirgin bir şekilde yükselme trendi içinde olacağı kestirilebilir.
- Topuk dayanımını denetleyen iki temel faktör vardır: 1) Laboratuvar basınç dayanımından yerinde dayanıma geçişte kullanılan "boyut faktörü" ($(\sigma = f(d)^\alpha)$) 2) Topuk şekil faktörü oda-topuk üretim yönteminde daha gerçekçi tasarım yaklaşımları oluşturmak bakımından anılan iki faktörün üzerinde bugünkü çalışma koşullarını (derinlik, topuk genişliği/damar kalınlığı oranı) da dikkate alan araştırmaların yapılmasına ihtiyaç vardır.

KAYNAKLAR

- Aldorf, S. Exner, K., (1986) *Mine Openings: Stability and Support Development In Geotechnical Engineering*, Vol. 40, Elsevier, Amsterdam.
- Arioğlu, E. (1986) Uzunayak Üretim Yönteminde Tavan Tabakalarının İlk Kırılma Mesafelerinin Analitik Olarak Hesaplanması, *1. Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Ekim, Ankara, s. 311-329.
- Arioğlu, E. (1998) *Oda-Topuk Yönteminde Kritik Üretim Derinliğinin Topuk ve Taban Taşıma Kapasitesi Cinsinden Formüle Edilmesi*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası, İstanbul Şubesi, Çalışma Raporu, No: 6, Ocak, s. 29.
- Arioğlu, E. ve Arkadaşları, (1994) Design parameters for the room and pillar mining method developed for the shallow depth lignite coal fields of Yeniköy, Turkey, *14 th. World Mining Congress*, Sofia.
- Bieniawski, Z.T. (1976) Rock Mass Classification in Rock Engineering in Exploration for Rock Engineering, *Proc. of the Symp.* (ed. Z.D. Bieniawski) 1. A. A. Balkema, pp. 97-106.

- Bieniawski, Z.T.** (1992) *A Method Revisited: Coal Pillar Strength Formula Based on Field Investigations, Proceeding of the Workshop on Coal Pillar Mechanics Design*, US. Bureau of Mines, IC 9315, pp. 158-165.
- Birön, C., Arıoğlu, E.** (1980) *Madenlerde Tahkimat İşleri ve Tasarımı*, Birsen Kitabevi, İstanbul, s. 650.
- Cernice, J.N.**, (1995) *Geotechnical Engineering Foundation Design*, John & Sons, New York.
- Evans, L., Pomeroy, C.D.** (1966) *Strength, Fracture and Workability of Coal*, Pergamon Press.
- Hoek, E.**, (1990) Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion, Tech. Note, *Ins. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol 27, No: 3, pp. 227-229.
- Hustrulid, W.A.**, (1976) *A Review of Coal Pillar Strength Formulas Rock Mechanics*, V. 8, pp. 115-145.
- Mahyera, A., Lorentz, J.** (1997) Polish hard coal, *Mining Magazine*, London, August, pp. 108-113.
- Maksimovie, S., Mowrey, G.L.** (1991) *Basic Geological and Analytical Properties of Selected Coal Seams for Coal Interface Detection*, US. Bureau of Mines, IC Circular 9296, 54 pp.
- Mark, C.** (1990) *Pillar Design Methods for Longwall Mining*, US. Bureau of Mines IC. 9247, 53 p.
- Müftüoğlu, Y.V** (1993) *Symp. on Assesment and Prevention of failure Phenomena in Rock Engineering*, Eds. A.G Paşamehmetoğlu et.al., A.A Balkema, Rotterdam, pp.727-732.
- Peng, S.S., Dutta, D.**, (1992) *Evaluation of Various Pillar Design Methods: A Case Study, Proceedings of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design*, US. Bureau of Mines, IC 9315, pp. 269-276.
- Sheorey, P.R.**, (1992) Pillar Strength Considering In Situ Stresses, *Proceedings of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design*, US. Bureau of Mines , IC 9315 , pp. 122-127.
- Sheorey, P.R.**, (1997) *Empirical Rock Failure Criteria*, A.A. Balkema, Rotterdam, 176p.
- Stacey, T.R., Page, C.H.**, (1986) *Practical Handbook for Underground Rock Mechanics*, Trans. Tech. Publications, 144 p.
- Wagner, H.**, (1992) *Pillar Design In South Africa Collieries, Proceeding of the Workshop on Coal Pillar* , US. Bureau of Mines IC 8315, pp. 283-301.
- Wadden, B.J., Merwe, J.N., Oldroyd, D.C.**, (1996) Effects of Surface Structures due to Collapsed Bord and Pillar Workings, *Eurock-96* (Ed. Barla), A.A. Balkame, Rotterdam, pp. 1283-1290.

EK-1.Sheorey Topuk Dayanım Bağıntısının Diğer Ampirik Bağıntılar İle Karşılaştırılması (1-4 nolu topuk dayanımlarına ait hesaplamalar Peng-Dutta, 1992)

Topuk No	Aktüel Stabilité Durumu	Topuk Boyutları (m x m)	σ_t , MPa	$\sigma_{y,t}$					$F = \frac{\sigma_{y,t}}{\sigma_t}$				
				1	2	3	4	5	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5
1	Stabil-Sağlam	18,6 x 15,6	11,95	7,93	11,23	10,31	14,34	22,52	0,66	0,93	0,86	1,2	1,88
2	Stabil-Sağlam	12,6 x 12,6	14,04	7,13	10,09	8,89	12,05	17,42	0,50	0,71	0,63	0,85	1,24
3	Taban Kabarması Gözlenmiş	9,6 x 9,6	16,80	6,24	8,81	7,48	9,76	13,97	0,37	0,52	0,44	0,58	0,83

Derinlik H=268,2 m,Oda açıklığı $l_o=5,4$ m,Damar kalınlığı, h=1,8 m, Kömür lab. basınç dayanımı $\sigma_{lab,b} = 14,47$ MPa (2,5 in küp numune)

- (1) Holland ve Gaddy 1957,topuk dayanım formülü $\sigma_{y,t} = K_1 \cdot \frac{\sqrt{W}}{h} = \underbrace{\sigma_{lab,b} \cdot d^{0,5}}_{K_1} \cdot \frac{\sqrt{W}}{h} \left\{ \sigma_{lab,b} \text{ psi, } d = 2,5 \text{ in boyutlu numune(küp), } W \text{ in, } \sigma_{y,t} \text{ psi} \right.$

- (2) Holland 1964 $\sigma_{y,t} = \frac{K_1}{6} \cdot \sqrt{\frac{W}{h}} = \frac{\sigma_{lab,b} \cdot d^{0,5}}{6} \cdot \sqrt{\frac{W}{h}}$ Aynı birimler

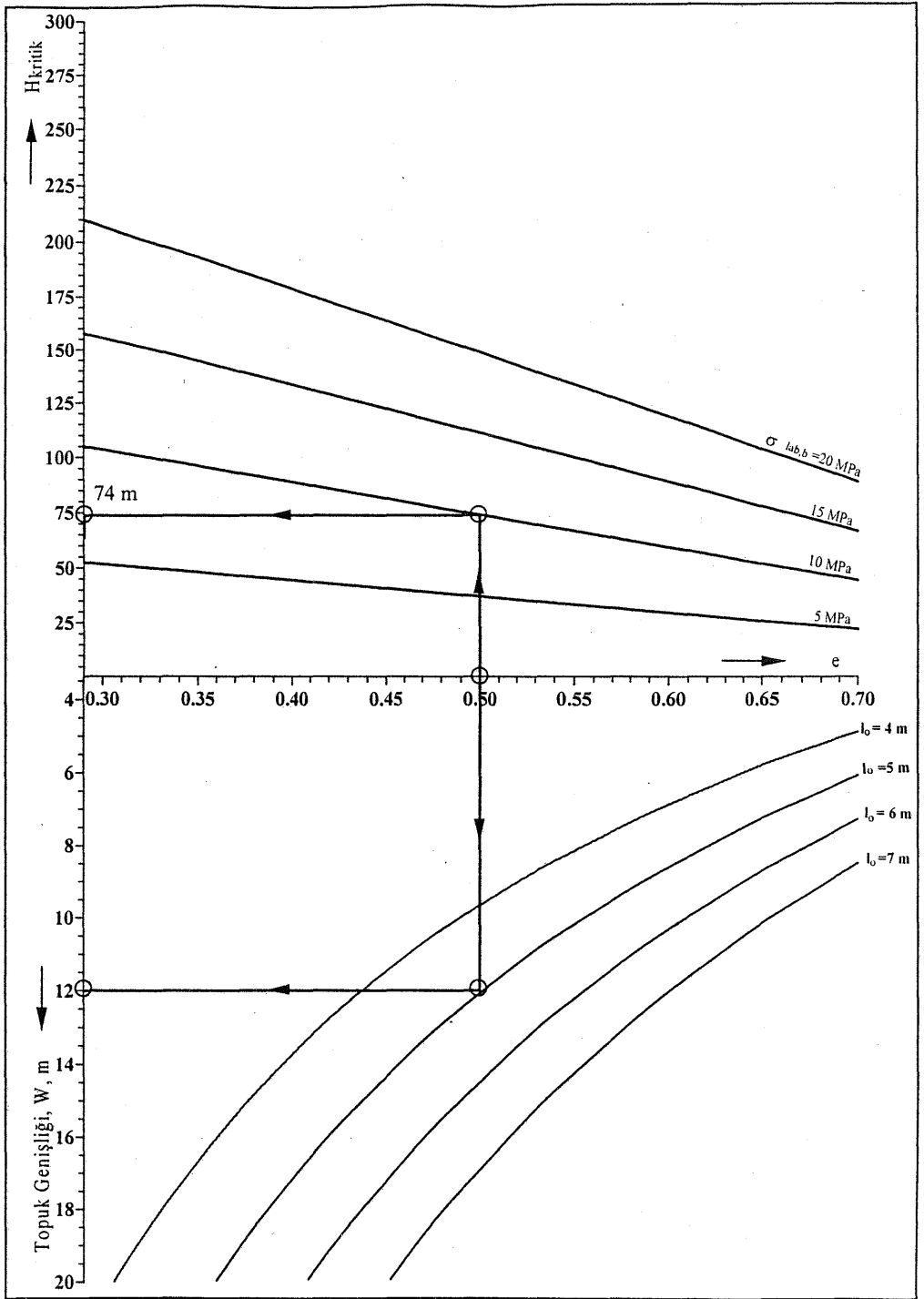
- (3) Obert-Duval, 1967 $\sigma_{y,t} = \frac{K_1}{6} \cdot (0,778 + 0,222 \cdot \frac{W}{h})$

- (4) Bieniawski, 1992 $\sigma_{y,t} = \frac{K_1}{6} \cdot (0,64 + 0,36 \cdot \frac{W}{h})$

“ σ_k ” yerinde (3 ft x 3ft x 3 ft) boyutlu küpün dayanımı

$$\sigma_k = \frac{K_1}{6} = \frac{\sigma_{lab,b} \cdot d^{0,5}}{6} = \frac{\sigma_{lab,b} \cdot (2,5)^{0,5}}{6} \cong 0,26 \sigma_{lab,b}$$

- (5) Sheorey , 1992 bağıntısı (Çizelge-1)



Şekil 2. Taban stabilitesi bakımından kritik üretim derinliği (emniyet katsayısı $F = 2$, planda kare topuk, içsel sürtünme açısı $\phi \cong 0$ kabuller için geçerlidir).

ÇELİK LİFLİ PÜSKÜRTME BETON KAPLAMA TASARIMI- KAYA PATLAMA OLAYINA MARUZ TÜNELLERDE KULLANIM

DESIGN OF STEEL FIBER-REINFORCED SHOTCRETE TUNNEL LINING SUBJECTED TO HIGH STRESSES-ROCK BURST

Ergin ARIÖĞLU İ.T.Ü Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul
Canan GİRĞİN Yapı Merkezi, AR-GE Bölümü, Çamlıca, 81180, İstanbul

ÖZET

Bu çalışmada, çelik lifle güçlendirilmiş püskürtme beton kaplamasının tasarım esasları belirli bir ayrıntı içinde incelenmiştir. Çelik lifli püskürtme beton kaplamasının lifsiz ve tek adet çelik hasır içeren püskürtme beton kaplamalarına karşı kesit geometrisi yönünden sağladığı yararlar açık biçimde gösterilmiştir. Ayrıca, kaya patlaması ve düşmesi olaylarına maruz kalacak tünellerde çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığının hesabı ayrıntılı bir sayısal örnekle gösterilmiştir.

ABSTRACT

In this study, main design principles of steel fiber-reinforced shotcrete was investigated in considerable detail. The comparisons were carried out between steel fiber-reinforced shotcrete, plain shotcrete lining and wire-mesh reinforced shotcrete taking into account the bending moment capacity of the lining. Estimating steel fiber-reinforced shotcrete thickness was demonstrated analytically by working out a numerical example dealing with the opening subjected to spalling or rock burst in massive-continuous rock mass.

1. GİRİŞ

Çelik lifle güçlendirilmiş püskürtme beton, tünel uygulamalarında giderek çelik hasırlı püskürtme betonun yerini almaktadır. Bu olgunun temel nitelikleri şöyle özetlenebilir :

- Çelik hasırlı kaplamada, hasırdan dolayı püskürtme betonun yapışma özelliğinin çok değişken olması ve geri sıçramanın özellikle tavanda % 40 gibi çok yüksek değerlere ulaşması.
- Çelik hasır nedeni ile, tünel cidarı ile hasır arasında kalan boşluğun doldurulamaması ve bu nedenle kaplamanın nem-su gibi dış etkenlere açık olması, kısaca dayanıklılığın daha düşük olması.
- Çelik hasırın tünel cidarlarına tespit edilmesi, yerleştirilmesi işlemlerinde harcanan “zaman” ve “işçilik” girdisinin tünel ilerlemesindeki yüksek payı.
- Kaya patlaması gibi ani ve tahripkar özellik sergileyen dinamik zorlamalarda, yaşamsal işlevi olan “süneklik özelliği”nin çelik lifli püskürtme beton kaplamalarında daha iyi gerçekleştirilmesi.
- Çelik lifli püskürtme betonun taşıyıcılık özellikleri nedeni ile “kaplama kalınlığı”nın hasırlı kaplamaya kıyasla daha küçük olması, böylelikle anlamlı boyutta “kazı ekonomisi” yaratılması.

Bu çalışmada, çelik lifli püskürtme beton ile kaplamanın ana tasarım ilkeleri verilmekte, kaplama kalınlığının çelik hasırlı sisteme kıyasla taşıdığı üstünlükler analitik açılımlar ile gösterilmeye çalışılmıştır. Ayrıca, incelenen konunun bütünselliğinin temini bakımından, kaya patlamasına maruz kalan tüneller için çelik lifle güçlendirilmiş püskürtme beton kaplamanın tasarımına ilişkin ayrıntılı bir sayısal örnek sunulmuştur.

2. ÇELİK LİFLİ PÜSKÜRTME BETON KAPLAMASININ TÜNEL PROJELERİNDE SAĞLADIĞI TAŞIYICILIK –GEOMETRİK YARARLAR

2.1 Kabuller

Analizde yapılan temel kabuller aşağıda belirtilmiştir :

- Uygulamada genellikle püskürtme beton kaplaması kaya saplamaları ile birlikte kullanılmaktadır. Kaya saplamalarının yerleşim düzeni ve teknik özellikleri önemli ölçüde, geçilen formasyonun jeomekanik ve proje büyüklüklerine (Q faktörü, tahkimat basıncı, kaya patlama olayının olası şiddeti, tünel / galeri’nin kullanım süresi) bağlıdır. Tünellerde, saplama yerleşim aralığı 0.5-3 m arasında değişir. Analizde kaya saplamalarının eksenel - mesnet reaksiyonlarına çalıştığı, çelik lifle güçlendirilmiş kaplamanın ise eğilme gerilmesine çalıştığı kabulü yapılmıştır. Kaplamanın eğilme açıklığı “saplama aralığı” olarak alınmıştır.
- Analizde sadece “eğilme zorlaması” dikkate alınmıştır. Diğer bir deyişle, “yapışma” ve “doğrudan kayma” kırılma modları kritik olmayıp verilen geometri ve yükleme koşullarında öncelikli olarak “eğilme gerilmesi” en elverişsiz zorlamayı oluşturmaktadır. İncelenen konunun bütünselliğinin temini açısından yapışma “ σ_a ” ve doğrudan kayma “ σ_k ” kapasiteleri sırası ile

$$\sigma_a = 4 f_a \cdot l_s \cdot l_a \quad (1)$$

$$\sigma_k = 4 \tau_k \cdot l_s \cdot d \quad (2)$$

bağıntılarından hesaplanabilir (Barrett ve McCreath, 1995). Burada, 28 günlük püskürtme betonun yapışma dayanımı “ f_a ”, büyük ölçüde püskürtülen kaya yüzeyinin pürüzlülüğüne bağlıdır. Örneğin yapılan bir çalışmada “ f_a ” değeri olarak ince taneli

kumtaşı için $> 1.8 \text{ MPa}$, ince taneli kalker için $1.58 \pm 0.12 \text{ MPa}$, şist için $0.24 \pm 0.18 \text{ MPa}$ değerleri alınmıştır (Norwegian Concrete Association, 1993).

l_s = Saplama aralığı, l_a = Yapışma yapışma uzunluğu, uygulamada 3-5 cm alınmaktadır.
 τ_k = Doğrudan kayma dayanımı¹, d = Kaplama kalınlığı

• Özellikle kaya patlama olayına maruz kalan tünel / galerilerde açığa çıkan dinamik yüklemeyi yutması bakımından, püskürtme beton kaplamasının “sünek” özellik taşıması gerekmektedir. Diğer bir deyişle, kaplama kırılma noktasından sonra da en azından taşıma kapasitesini koruyarak yeterli süneklilik kapasitesine sahip olmalıdır. Bu özelliğin sağlanabilmesi için çelik lifin uzunluğu “ l_1 ”, kritik lif uzunluğundan “ l_k ” küçük olmalıdır. Böylelikle, liflerin büyük çoğunluğunun “yapışma kırılması” sonucunda kırılması temin edilebilir. Ters durumda, lifler büyük çekme gerilmelerine maruz kalacak ve bu durumda kesitin olası kırılma şekli çok ani ve tahripkar olacaktır. Kısaca, kırılmanın çok yavaş ve “sünek” şekilde oluşması bakımından (lif uzunluğu / lif çapı) > 100 olmamalıdır. Ayrıca artan $\frac{l_1}{d_1}$ oranı ve lif içeriğine bağlı olarak, karışımda işlenebilirlik sorunları gözlenmektedir. (d_1 = Lif çapı)

• Püskürtme beton kaplamasında büzülme hareketinden, patlayıcı madde kullanımından ve kaya patlamasının dinamik etkisinden kaynaklanacak çatlakların etkin kontrolü bakımından şu koşulların yerine getirilmesi gerekmektedir :

- 1) Çelik lifin uzunluğu 3 x maks.agrega çapı olmalıdır. (Geri sıçrama miktarını da azaltmak bakımından maks. agrega çapı 10-12 mm alınmalıdır.)
- 2) Çelik liflerin aralığı $0.45 \times$ lif uzunluğu olmalıdır (Vandewalle, 1996). (Çelik lif aralığı arttıkça lifli beton kaplamasının çekme dayanımı verilen hacimsel lif içeriğinde azalacaktır).

• Taşıyıcı sistemin “süneklilik büyüklüğü”nü karakterize eden tokluk faktörü

$$R_e = \frac{f'_e}{f_e} \times 100 \quad (3)$$

şeklinde ifade edilmiştir (Moyson 1994, Vandewalle, 1997). f'_e büyüklüğü ise Japon çelik lif standardına göre (JSCE-SF4, 1984)

$$f'_e = \frac{D l}{\Delta b d^2} \quad [\text{MPa}] \quad (4)$$

olarak belirtilmiştir. Burada D , $b \times d$ (150x150 mm) kesitli, $l=450 \text{ mm}$ eğilme açıklığına

¹Mohr-kırılma hipotezine göre, betonun kayma dayanımı $\tau_k = \frac{1}{2} \sqrt{f_b f_{c,d}} = \frac{1}{2} \sqrt{f_b (0.1 f_b)} \cong 0.16 f_b$ şeklinde ifade edilebilir. $f_{c,d}$ = Doğrudan çekme dayanımı, f_b = Basınç dayanımı'nı göstermektedir. Arıoğlu (1982), Birön ve Arıoğlu (1983) kaynağında 0.16 çarpanı yerine 0.20 alınmıştır. Örneğin, 8 saatlik püskürtme betonun tek eksenli basınç dayanımı 5 MPa ise, doğrudan kayma dayanımı $\tau_k = 0.8-1 \text{ MPa}$; 28 günlük basınç dayanımı 40 MPa ise sözü edilen dayanım 6.4-8 MPa mertebelerindedir. Bu hesaplanan büyüklükler Barrett ve McCreath (1995) de rapor edilen değerlerle çok iyi uyum içindedir.

sahip, lifli püskürtme beton kirişin orta noktasındaki $\Delta = \frac{1}{150} = \frac{450}{150} = 3 \text{ mm}$ sehime

(çökme) karşı gelen ortalama (yük x sehime) alanı (Nmm)'dir. Daha açık bir anlatımla, eğilme deneyinde lifli beton kiriş tarafından yutulan enerji büyüklüğüdür. $\Delta=3 \text{ mm}$ lik sehime büyüklüğü ASTM C 1018-89 a göre yaklaşık olarak $15.5 \Delta_f$ e karşı gelmektedir. Δ_f , eğilme deneyinde kirişte gözlenen ilk çatlak oluşumunda ölçülen sehimi göstermektedir. (İlk çatlak oluşumuna neden olan eğilme gerilmesi düzeyi ise lifli / lifsiz kirişin eğilme dayanımı olarak kabul edilebilir). $\Delta=3 \text{ mm}$ sehime değerine kadar kiriş tarafından yutulan enerji miktarı şu faktörlere bağlıdır (Lanu, 1995, Maidl, 1995, Nawy,1996) :

- 1) Lif malzeme türü ve geometrik formu
- 2) Lifin kritik boyu

$$l_k = \frac{d_l f_c}{2\tau_0} \quad (5)$$

f_c = Lifin çekme dayanımı

τ_0 = Ortalama yapışma dayanımı

- 3) Lif boyu / lif nominal çap oranı (l_l / d_l)

- 4) Lif içeriği

- 5) Güçlendirme faktörü

$$G = V \frac{l_l}{d_l} , \quad V = \frac{\text{Yerinde çelik lif dozajı, kg/m}^3}{\text{Lif yoğunluğu, kg/m}^3} \times 100 \quad (6)$$

- 6) Lif ortalama aralığı

$$S = 13.8 d_l \sqrt{\frac{1}{V}} , \text{ (inç) veya } S = \sqrt[3]{\frac{\pi d_l^2 l_l}{4 V}}$$

V = Hacimsel lif içeriği (%)

- 7) Püskürtme betonun eğilme, çekme dayanımı

- 8) Kesit boyutu, formu, karışımın hazırlanması ve yerleştirme türü. Bu faktörler özellikle liflerin “yönelim” ve “yapışma” etkinliğine etki ederler.

• Tasarımı daha kolaylaştırmak amacı ile bu çalışmanın yazarları tarafından, Dramix marka çeşitli çelik lif geometrik oranları “ $\frac{l_l}{d_l}$ ” için tokluk faktörü “ R_e ”, yerinde lif

dozajı “ m_l ” nin bir fonksiyonu olarak, $R_e=f(m_l)$, regresyon ifadeleri $R_e = A m_l^2 + B m_l + C$ tarzında elde edilmiştir (Çizelge 1). Burada A, B, C regresyon katsayılarını, r korelasyon katsayısını ifade etmektedir. Söz konusu analize konu olan işlenmemiş veriler ise, Vandewalle (1997, s-80) kaynağından alınmıştır.

**Çizelge 1 Dramix marka çelik liflere ait tokluk faktörü-
lif kullanım dozajı ifadeleri**

Lif türü	A	B	C	r
RC 65/30	-0.0262	3.0548	-10.5	0.996
RC 65/35	-0.0167	2.0881	14.571	0.999
ZP 305	-0.0271	3.15	-17	0.998

- Lifsiz püskürtme betonun 28 günlük eğilme dayanımı

$$f_e = 0.4 f_{b,k}^{0.666} \quad (\text{MPa}) \quad (7)$$

olarak alınmıştır (Vandewalle, 1997). $f_{b,k} = 28$ günlük küp basınç dayanımı

Eğer $\phi 150 \times 300$ mm 28 günlük silindirik basınç dayanımı $f_{b,s}$ değeri verilmiş ise eğilme dayanımı, $f_{b,k} = \frac{1}{0.8} f_{b,s} = 1.25 f_{b,s}$ numune şekli düzeltme faktörü dikkate alınarak, yaklaşık olarak

$$f_e \cong 0.464 f_{b,s}^{0.666} \quad (8)$$

ifadesinden kestirilebilir. Kaya patlama olayı çok ani olarak gelişen ve kısa süre içinde de sönmüşlenen bir “dinamik yükleme”dir. Örneğin, patlayıcı madde kullanımında ortaya çıkan denotasyonun deformasyon hızı $10^2 - 10^3 \text{ sn}^{-1}$ düzeyinde olup olaya maruz kalan betonun dinamik çekme dayanımı, statik çekme dayanımından daha büyüktür. Özellikle nemli ve dayanımı düşük betonlarda, dinamik çekme dayanımının artışı çok daha anlamlı düzeydedir (Toutlemonde, 1995). % 10-25 düzeyindeki bu “dayanım artışı” tasarımda daha emniyetli tarafta kalmak amacı ile dikkate alınmamıştır.

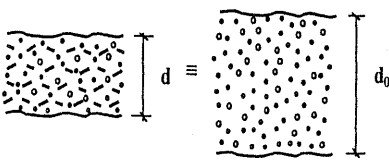
2.2 Çelik Lifli Püskürtme Beton Kaplamasının Lifsiz ve Tek Hasırlı Püskürtme Beton Kaplamasına Karşı Kaplama Kalınlığı Bazında Üstünlüğü

Analizde kullanılan ifadeler toplu halde Çizelge 2’de gerekli açıklamaları ile birlikte belirtilmiştir. Şekil 1’de çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı / lifsiz beton kaplama kalınlığı “ d/d_0 ” oranı ve tokluk faktörü “ R_e ” nin Dramix marka çeşitli lif geometrisi için lif içeriği “ m_l ” e bağlı değişimleri gösterilmiştir. (Püskürtme beton tabakasının düzleme dik doğrultudaki boyutu $a=1000$ mm alınmıştır). Kullanılan çelik liflerin tokluk faktörleri, lif içeriğine bağlı regresyon ifadeleri cinsinden Çizelge 1’ de verilmiştir. Şekil 1’ de, “a” indisi ile ZP 305, “b” indisi ile RC 65/30, “c” indisi ile de RC 65/35 tipi çelik liflerin davranışı ifade edilmektedir. I bölgesi lifsiz püskürtme beton kaplamanın ekonomik yarar sağladığı, II bölgesi ise lifli püskürtme beton kaplamanın ekonomik olduğu alanı göstermektedir. Değişimler yakından incelendiğinde şu pratik sonuçlar üretilmektedir :

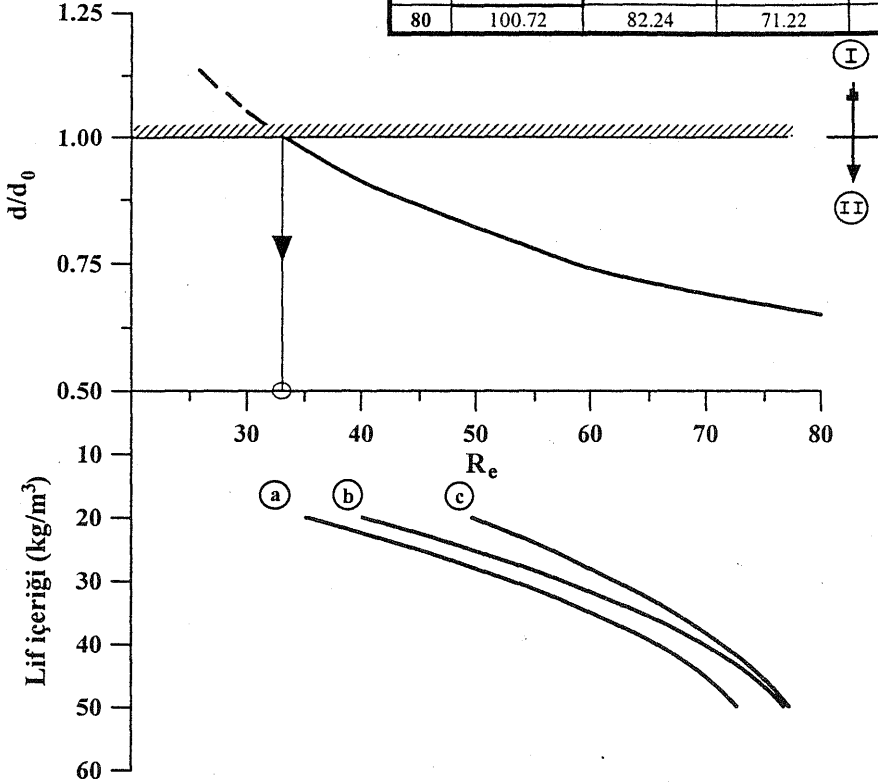
- Tokluk faktörü “ R_e ” yi denetleyen ana faktörler, lif içeriği “ m_l ” ile lif uzunluğu / çapı “ l_l / d_l ” oranıdır.

- Lifli püskürtme beton kaplamasının “kalınlık” yönünden yarar sağlayan kritik bir tokluk değeri “ R_e ” ve buna bağlı kritik bir lif içeriği “ m_l ” mevcuttur. Buna göre, $R_e \geq 35$ ve ZP305 çelik lif için, kritik lif içeriği $m_l = 20 \text{ kg/m}^3 \left(\frac{20}{7800} \times 100 = 0.256\% \right)$

hacimsel lif içeriği) olmaktadır. Artan “ R_e ” değerlerinde kaplamanın kalınlığı “ d ” önemli ölçüde azalmaktadır.

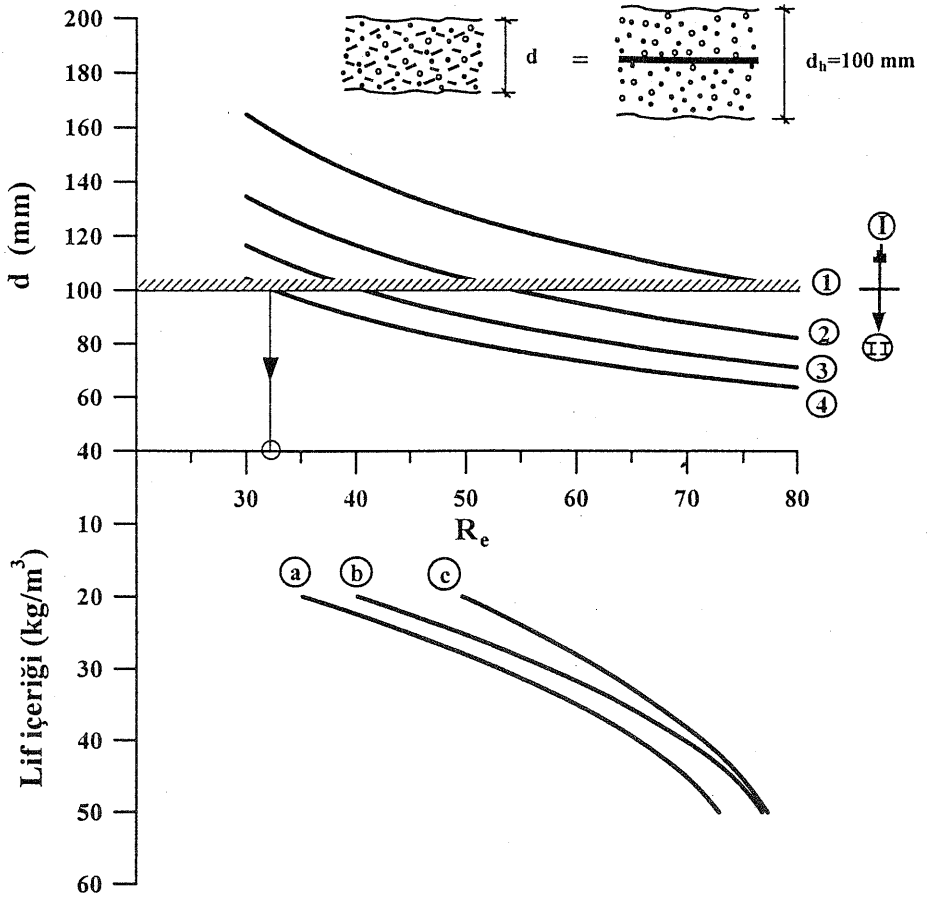


R _e	Çelik Lifli Püskürtme Beton Tabakası Kalınlığı (d)			
	f _c =2 MPa	f _c =3 MPa	f _c =4 MPa	f _c =5 MPa
30	d > d _h			104.02
35				96.30
40				90.08
50		100.72		80.57
60		104.02	90.08	80.57
70		94.96	82.24	73.55
80		87.91	76.14	68.10
80	100.72	82.24	71.22	63.70



Şekil 1 Çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı / lifsiz püskürtme beton kaplama kalınlığı'nın tokluk faktörü " R_e " ve çelik lif dozajına " m_l " göre değişimleri-[a] ZP305, [b] RC 65/30, [c] RC 65/35 için elde edilen regresyon ifadelerini ifade etmektedir.

• Şekil 2, çelik lifli beton kaplaması ile tek hasır içeren püskürtme beton kaplaması arasında "kalınlık" bakımından yapılan karşılaştırmanın sonuçlarını göstermektedir. Burada, 1 indisi ile $f_c=2$ MPa, $f_{b,k}=11.2$ MPa, 2 indisi ile $f_c=3$ MPa, $f_{b,k}=20.5$ MPa, 3 indisi ile $f_c=4$ MPa, $f_{b,k}=31.6$ MPa, 4 indisi ile $f_c=5$ MPa, $f_{b,k}=44.2$ MPa eğrileri gösterilmiştir. a,b,c indisleri Şekil 1' de belirtilen özelliklerin aynısıdır. I bölgesi çelik hasırlı püskürtme beton kaplamanın ekonomik yarar sağladığı, II bölgesi ise lifli püskürtme beton kaplamanın ekonomik olduğu alanı ifade etmektedir. Şekil 2' den açıkça görülmektedir ki çelik lifli püskürtme beton hassas bir biçimde tokluk faktörü " R_e " ile kullanılan püskürtme betonun eğilme dayanımı " f_e "nin bir fonksiyonudur. Artan R_e ve f_e değerlerinde lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı belirgin ölçüde azalmaktadır.



Şekil 2 Çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığının tokluk faktörü “ R_e ” ve çelik lif dozajına “ m_l ” bağlı değişimleri (tek hasır içeren püskürtme beton kaplama kalınlığı $d_h=100$ mm alınmıştır).

Çizelge 2 Çelik lifli püskürtme beton kaplamasının sağladığı taşıyıcılık ve geometrik yararlar

- “Düz (lifsiz)” ve “Çelik lifli” püskürtme beton kaplamalarının karşılaştırması

Düz (lifsiz) püskürtme beton kaplamasının emniyetle taşıdığı eğilme momenti,

$$f = \frac{M_0}{W} \leq \frac{f_c}{F} \text{ şartından hareketle}$$

$$W = \frac{bd_0^2}{6} \quad (9)$$

$$M_0 = \frac{f_c}{F} \frac{bd_0^2}{6} \quad (10)$$

bulunur. Çelik lifli püskürtme beton kaplamasının emniyetle taşıdığı eğilme momenti,

$$M_l = f'_c W = f'_c \frac{bd^2}{6} \quad (11)$$

$M_0 \equiv M_l$ şartından hareketle

$$d = \sqrt{\frac{f_c}{f'_c F}} d_0 \quad (12)$$

$$f'_c = \frac{R_c}{100} f_c \quad (\text{Moyson, 1994}) \quad (13)$$

$$d = \sqrt{\frac{100}{F} \cdot \frac{1}{R_c}} d_0 = 5.77 R_c^{-0.5} d_0 \quad (F=3 \text{ alındı}) \text{ ve}$$

$$\frac{d}{d_0} = 5.77 R_c^{-0.5} \quad (14)$$

ifadesi elde edilir (Şekil 1).

• “Hasırlı” ve “Çelik lifli” püskürtme beton kaplamasının karşılaştırması

“Tek adet” hasırlı püskürtme beton kaplamasının emniyetle taşıdığı eğilme momenti,

$$M_h = 0.9 \frac{d_h}{2} A_h f_h = 0.45 d_h A_h f_h \quad (15)$$

$M_l \equiv M_h$ şartından hareketle

$$d = 0.519 \sqrt{\frac{d_h A_h f_h}{R_c f_c}}, (\text{mm}) \quad (b = 1000 \text{ mm}) \quad (16)$$

$d_h = 100 \text{ mm}$, $A_h = 131 \text{ mm}^2/\text{m}$, $f_h = 460 \text{ MPa}$ alınırsa (Vandewalle, 1997)

$$d = 1274 (R_c f_c)^{-0.5}, (\text{mm}) \quad (17)$$

ifadesi elde edilir (Şekil 2).

f_c = Lifsiz püskürtme betonun eğilme dayanımı, (N/mm², MPa)

f'_c = Lifli püskürtme betonun Japon Standardına dayandırılmış, eşdeğer eğilme

dayanımı- Çatlak sonrası ortalama dayanım, (N/mm², MPa)

f_h = Hasırın nihai çekme dayanımı, (N/mm², MPa)

M = Eğilme momenti, (Nm/m)

M_l = Lifli püskürtme beton kaplamasının taşıdığı eğilme momenti, (Nm/m)

M_h = Hasırlı püskürtme beton kaplamasının taşıdığı eğilme momenti, (Nm/m)

d_0 = Lifsiz püskürtme beton kaplama kalınlığı, (mm)

d = Lifli “ “ “ “, (mm)

d_h = Hasırlı “ “ “ “, (mm)

A_h = Hasırın kesit alanı, mm²/m

b = Kaplama kesitinin genişliği, (mm)

F = Emniyet katsayısı

R_c = Tokluk faktörü, $R_c = 100 \frac{f'_c}{f_c}$

3. KAYA PATLAMA OLAYLARINA MARUZ TÜNELLERDE OLASI TAHKİMAT BASINCININ KESTİRİLMESİ

• Kaya patlama olaylarına [EK-1] maruz kalan tünellerde uygulanan tahkimat sistemlerine etki eden kaya basıncının dağılımını ve şiddetini kesin bir şekilde belirlemek oldukça zordur. Tahkimat tasarımı kaya basıncı “ P_t ” nin kestirilmesi için

$$P_t = \frac{20 J_n^{0.5} Q^{-0.333}}{3 J_r}, (t / m^2), \quad 0-2 \text{ adet çatlak sistemi için } J_n < 6$$

$$P_t = \frac{2 J_n^{0.5} Q^{-0.333}}{30 J_r}, (MPa) \quad (18)$$

bağıntısı kullanılmıştır (Grimstad ve Barton, 1993). “ Q ” büyüklüğü ise

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (19)$$

ile belirlenmektedir (Barton, Lien ve Lunde, 1974).

Burada,

RQD = Kaya kalite derecesi, %

J_n = Çatlak sistemi ile ilintili sayı

J_r = Çatlak pürüzlülük sayısı

J_a = Çatlak ayrışma sayısı

J_w = Çatlak su azaltım sayısı

SRF = Gerilme azaltım faktörü

• Kaya patlaması genelde masif-çatlaksız formasyonlarda gözlemlendiğinden jeomekanik büyüklükler için şu kabuller rahatlıkla yazılabilir :

RQD = 80-100 % ; **RQD** = 90 %

J_n = 0.5-6 , **$J_{n,ort}$** = 3

J_r = 1.5 (Pürüzlü)

J_a = 1 (Ayrışma yok)

J_w = 1 (Kuru-su geliri yok)

SRF = 50-200 Hafif kaya patlaması – cıdarlarda plaklanmalar

SRF = 200-400 Ağır kaya patlaması (Grimstad ve Barton, 1993)

Q faktörü :

$$Q = \frac{90}{3} \times \frac{1.5}{1} \times \frac{1}{SRF} = 45 (SRF)^{-1} \quad (20)$$

Tahkimat basıncı :

$$P_t = \frac{20 (3)^{0.5} [45 (SRF)^{-1}]^{-0.333}}{3 \times 1.5} \cong 2.17 (SRF)^{0.333} (t/m^2), 0.0217 (MPa) \quad (21)$$

Ağır kaya patlama olayına karşı gelen olası tahkimat basıncının “ P_t ” değişim aralığı ise **0.127-0.16 MPa** olarak hesaplanabilir. Buna karşın genellikle stabilite problemlerinin gözlenmediği yüksek gerilme altında bulunan tünellerde **SRF** faktörü **0.5-2** aralığında önerilmektedir. Yukarıdaki bağıntıdan olası tahkimat basıncı **0.0172-0.0273 MPa** mertebelerinde hesaplanmaktadır. Bu kısa sayısal değerlendirmelerden açıkça görülebileceği üzere kaya patlama olayının gözleneceği jeoteknik koşullarda tahkimat basıncı “ P_t ” artan **SRF** faktörü nedeni ile çok daha büyüktür. Nitekim, Kaiser v.d.

(1996) “ciddi hasar derecesi”¹ ne karşı gelen kaya patlama olaylarında önerdikleri tahkimat basıncının büyüklüğü 15 t/m^2 düzeyindedir. Bu durumda tahkimat sisteminin 300 mm yerdeğiştirme kapasitesinde olması istenmektedir.

4. ÇELİK LİFLİ PÜSKÜRTME BETON KAPLAMASININ TASARIMI

Tasarım sayısal bir örnek yardımı ile açıklanacaktır.

Örnek :

Veriler :

- Galeri derinliği $H = 1200 \text{ m}$
- Tek eksenli basınç dayanımı (laboratuvar) $\sigma_{\text{lab,b}} = 75 \text{ MPa}$ – kumtaşı
- Kumtaşı-yerinde-masif-çatlaksız
- Galeri kesiti dairesel-kazı çapı $D_k = 6.5 \text{ m}$
- Kullanılacak püskürtme betonunun 28 günlük basınç dayanımı $f_{b,k} = 40 \text{ MPa}$ (küp numune)

Çözüm :

- Stabilite sayısı ($K = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = 1$ için) [EK-1]

$$F_b = 0.756 \times D_k^{-0.2} = 0.756 \times (6.5)^{-0.2} \cong 0.52$$

$$\sigma_t = (B - K) \sigma_z = (3 - 1) \times 0.025 \times 1200 = 60 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{F_b \sigma_{\text{lab,b}}}{\sigma_t} = \frac{0.52 \times 75}{60} = 0.65$$

$0.5 < S = 0.65 < 1$ [EK-1] olduğundan verilen şartlarda galeride “hafif kaya patlama” olayı söz konusudur.

- Olası Tahkimat Basıncının Kestirilmesi

Hafif kaya patlama durumunda $\text{SRF} = 50\text{-}200$ olarak önerilmektedir. Burada $\text{SRF}_{\text{ort.}} = 125$ değeri gözönünde tutulmuştur. Nitekim bu değer Grimstad ve Barton (1993) kaynağında verilen, masif kaya kütlelerine ait “ $\text{RQD} / J_n - \text{SRF}$ ” değişimlerinden $\text{RQD} / J_n = 90 / 3 = 30$ için en kritik değer olarak $\text{SRF} = 125$ elde edilmektedir.

- Çelik Lifli Püskürtme Beton Kalınlığının Hesaplanması

$l_s \times a = 1.0 \times 1.0$ kare planda kaya saplamaları² kullanılacaktır.

- 1) Maksimum eğilme momenti³, $x = \frac{l_s}{2} = \frac{1.0}{2} = 0.5 \text{ m}$ 'de, (Şekil 3)

¹ $P_t = 2.17 (\text{SRF})^{0.333} = 2.17 (125)^{0.333} \cong 10.8 \text{ t/m}^2$. Eğer Q-1974 değerlendirmesine göre gerilme azaltım

faktörü “SRF” seçilmiş olsa idi $\frac{\sigma_{\text{lab,b}}}{\sigma_z} = \frac{75}{0.025 \times 1200} = 2.5$ için $\text{SRF} \cong 15$ olacaktır. Bu değere

karşı gelen tahkimat basıncı ise 0.0535 MPa dir. Açıkılır ki yeni Q-1993 değerlendirmesine göre tahkimat basıncındaki fark yaklaşık %100 dir. Bu nedenle, kaya patlama olasılığı yüksek formasyonlarda “SRF” faktörünün Q-1993’e göre düzeltilmesi gerekmektedir.

² Kaya saplamasının boyutlandırması bildiri hacminin dışında kaldığından anılan konu burada incelenmemiştir. Sadece kaya saplamasının geometrik boyutlarının hesabı verilmiştir.

³ Aslında, kaya saplamaları ile sürekli biçimde mesnetlenen püskürtme beton kaplamasında maks. eğilme momentinin şiddeti analizde idealleştirilen basit kirişin maks. eğilme momentinden daha küçüktür.

$$M_{maks} = 0.125 q l_s^2 = 0.125 P_t a l_s^2$$

$$M_{maks} = 0.125 \times 10.8 \times 1.0 \times 1.0^2 = 1.35 \text{ tm}$$

$$2) \text{ Lifsiz püskürtme betonun eğilme dayanımı } f_c = 0.4 f_{b,k}^{0.666} = 0.4 \times (40)^{0.666} = 4.66 \text{ MPa} = 466 \text{ t/m}^2$$

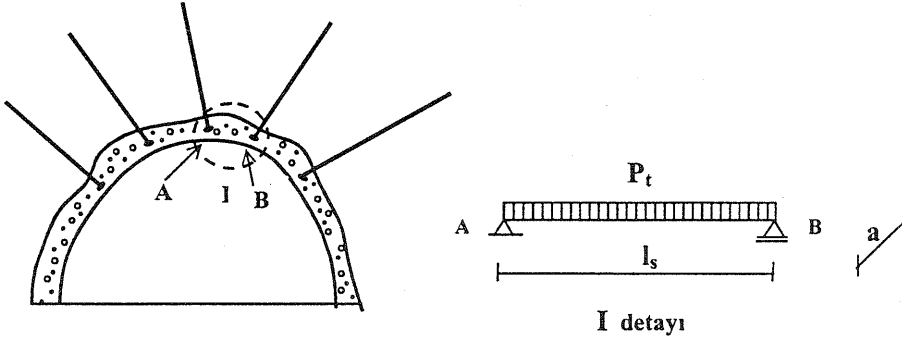
$$3) \text{ Tokluk faktörü- RC 65/35 Dramix çelik lif- lif içeriği } m_l = 40 \text{ kg/m}^3$$

$$4) \text{ Eşdeğer eğilme dayanımı } f'_c = \frac{R_c}{100} f_c = \frac{72}{100} \times 466 = 335.52 \text{ t/m}^2 \quad (3.35 \text{ MPa})$$

5) Çelik lifli püskürtme beton kaplama kalınlığı

$$\frac{M_{maks}}{\frac{b d^2}{6}} \leq f'_c \rightarrow d = 2.45 \sqrt{\frac{M_{maks}}{b f'_c}} = 2.45 \sqrt{\frac{1.35}{1 \times 335.52}} \cong 0.15 \text{ m}$$

b = kesit genişliği (b=1.0 m)



Şekil 3 İki kaya saplamasının arasındaki püskürtme beton tabakasının statik modeli

Q faktörü $Q \cong 45 \text{ (SRF)}^{-1} = 45 \text{ (125)}^{-1} = 0.36$ olup (Grimstad ve Barton, 1993) kaynağında rapor edilen (Q-d) değişimine göre çelik lifli püskürtme betonun kalınlık aralığı 7.5-18 cm 'dir. Analitik olarak yukarıda hesaplanan d=15 cm kalınlık değeri sözkonusu aralığın içindedir. Saplama aralığı "l_s" ise

$$l_s = \frac{1}{(-0.227 \ln Q + 0.839)^{0.5}} = \frac{1}{(-0.227 \ln(0.36) + 0.839)^{-0.5}} = 1.03 \text{ m}$$

ampirik ifadesi ile tahkik edilmiştir, (Choquet ve Charette, 1988). Ayrıca, Grimstad ve Barton (1993) de verilen kaya saplama aralığı l_s-Q faktörü değerlendirmesinde Q=0.36 için l_s nin değişim aralığı 1.0-2.0 m bulunmaktadır. Kısaca, verilen saplama aralığının uygun olduğu anlaşılmaktadır. (Eğer verilen saplama aralığı "l_s" kaya sınıflandırma yöntemlerine göre uygun değil ise jeomekanik koşullara uygun bir "aralık" belirlenir. Bu değere göre eğilme momenti ve kaplama kesit geometrisi tekrar hesaplanmalıdır.)

Kaya saplamasının uzunluğu ise

$$L_s = 0.67 (D_k)^{0.67} = 0.67 (6 \times 5)^{0.67} \cong 2.35 \text{ m}$$

olarak belirtilebilir, (Hutchinson ve Diederichs, 1996).

Bulunan değer

$$L_s = \frac{2 + 0.15 D_k}{\text{ESR}} = \frac{2 + 0.15 \times 6.5}{1.6} \cong 1.86 \text{ m}$$

ampirik bağıntısı ile (Barton, Lien ve Lunde, 1974) tahkik edilebilir. ESR, galerinin göreceği fonksiyon ile ilintili sayısal faktör olup devamlı maden açıklıkları için $ESR = 1.6$ değeri alınmaktadır. Her iki yaklaşımın ortalaması olan $L_s \cong 2 \text{ m}$ 'nin alınması uygundur. Nitekim, bu büyüklük $L_{s,min} = \frac{2}{1_s} = \frac{2}{1} = 2 \text{ m}$ ampirik kuralını da sağlamaktadır.

5. SONUÇLAR

Bu çalışma çerçevesinde incelenen konulardan elde edilen belli başlı sonuçlar şöyle sıralanabilir :

- Çelik lifli püskürtme beton kaplaması, kırılma sonrası enerji yutma kapasitesinin yüksek olması nedeni ile özellikle ani ve tahripkar deformasyon modunun önem kazandığı (örneğin, kaya patlama olayı) tünellerdeki çalışma koşullarında lifsiz-hasırlı püskürtme beton kaplamalarına kıyasla belirgin bir üstünlük sağlar. Buna ek olarak, aynı eğilme momenti kapasitelerinde çelik lifli beton kaplaması, artan lif içeriği ile birlikte artan tokluk faktörüne bağlı olarak tünel projelerinde lifsiz-hasırlı püskürtme beton kaplamalarına nazaran çok anlamlı olabilecek boyutta “kalınlık” bakımından ekonomi sağlamaktadır. Bu hususlar Şekil 1 ve 2 de analitik formda gösterilmiştir.
- Sünek özelliği nedeni ile büyük kullanımı bulunan çelik lifli püskürtme betonun kaya patlamalarına (EK-1) maruz tünellerde izlenecek tasarım ilkeleri bir sayısal örnek ile belirtilmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, çalışmanın yapılması ve yayınlanmasını teşvik eden Yapı Merkezi A.Ş Yönetim Kurulu Başkanı Dr.Yük.Müh. Sn. Ersin ARIÖĞLU'na ve referanslarını cömertçe açarak ilgisini gösteren Beksa A.Ş firmasından Sn. Mehmet YERLİKAYA' ya teşekkür ederler. Çalışmada ileri sürülen sonuçlar sadece yazarlara aittir.

KAYNAKLAR

- Arıoğlu, E.** (1982) *Ocak Dolgu Malzemesi Olarak Uludağ Volfram Artığının İncelenmesi*, Doçentlik tezi, İ.T.Ü Maden Fakültesi, Mart, 185 s.
- Barrett, S.V.L and McCreath, D.R** (1995) Shotcrete support design in blocky ground: Towards a deterministic approach. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 10, No.1, pp.79-89.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J.** (1974) Engineering classification of rock masses for the design of rock support. *Rock Mechanics*, 6, pp.189-236.
- Birön, C. ve Arıoğlu, E.** (1980) *Madenlerde Tahkimat İşleri ve Tasarımı*, Birsen Kitabevi, İstanbul, 748 p.
- Birön, C. and Arıoğlu, E.** (1983) *Design of Supports in Mines*. John Wiley&Sons, New York, 284 p.
- Choquet, P. and Charette, F.** (1988) Applicability of rock mass classifications in the design of rock support in mines. *Proc.15th Int. Can. Symp. Rock Mech.*, Toronto, pp.39-48.
- Grimstad, E. and Barton, N.** (1993) Updating the Q-system for NMT. *Proc.1th Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Norway Norwegian Concrete Association, Fagernes, Norway.

- Hutchinson, D.J. and Diederichs, M.S.** (1996) *Cablebolting in Underground Mines*. Bitech Publishers Ltd., Canada, 406 p.
- Kaiser, P.K., Tannant, D.D., McCreath, D.R.** (1996) Drift support in burst-prone ground, *CIM Bulletin*, Vol. 189, No.998, pp.131-138.
- Kim, K. and Gua, H.** (1995) Probabilistic approaches to estimating variation in the mechanical properties of rock masses. *Int.Journal Rock mech.Min. Sci.& Geomech. Abstr.* Vol. 32, No. 2, pp.111-120.
- JSCE-SF 4** (1984) *Method of Tests for Steel Fibre Reinforced Concrete*. Concrete Library of the Japanese Society of Civil Engineers.
- Lanu, M.** (1995) *Testing Fibre-Reinforced Concrete in Some Structural Applications*, VTT Technical Research Centre Publications, Finland.
- Maidl, B.R.** (1995) *Steel Fibre Reinforced Concrete*, Ernst & Sohn.
- Moyson, D.** (1994) Steel fibre reinforced concrete (SFRC) for tunnel linings :A technical approach. *Tunneling and Ground Conditions*, Balkema, pp.673-679.
- Nawy, E.G.** (1996) *Fundamentals of High Strength High Performance Concrete*, Longman Group Ltd. Essex, 340 p.
- Norwegian Concrete Association-Committee** Sprayed Concrete (1993) *Sprayed Concrete for Rock Support- Technical Specification and Guidelines*, No 7, Oslo, Norway
- Palmström, A.** (1995) Characterizing rock burst and squeezing by rock mass index, Design and Construction of Underground Structures, New Delhi, February, pp. 1-10.
- Palmström, A.** (1996) Characterizing rock masses by the R_{Mi} for use in practical rock engineering, Part 2: Some practical applications of the rock mass index (R_{Mi}) *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, No.3, pp.287-303.
- Toutlemonde, F.** (1995) Dynamic behaviour of concrete : tests of slabs with a shock tube *RILEM Materials and Structures*, 28, pp. 293-298.
- Vandewalle, M.** (1996) Specifying steel fiber reinforced shotcrete. *Proc.2th Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Norwegian Concrete Association, Norway, pp 149-154.
- Vandewalle, M.** (1997) *DRAMIX Tunneling the World*, N.V.Bekaert S.A.

EK-1 Kaya Patlatma Olayının Gözlenme Sınır Koşullarının Analitik Olarak Belirlenmesi

- 1) Masif-Az çatlaksız kaya kütesinin yerinde basınç dayanımı
- 2) Blok boyutu sürekli ortam koşulundan hareketle

$$D_b \geq \frac{D_e}{5} = \frac{1.128\sqrt{A_k}}{5} \cong 0.226\sqrt{A_k} \quad (22)$$

Boyut faktörü (Palmström, 1995)

$$F_b = \left(\frac{d_{lab}}{d_y}\right)^{0.2} = \left(\frac{0.05}{\frac{D_e}{5}}\right)^{0.2} = 0.758 D_e^{-0.2} \quad (23)$$

$$\sigma_{y,b} = F_b \cdot \sigma_{lab,b} = 0.758 \underbrace{D_e^{-0.2}}_{0.7} \sigma_{lab,b} \cong 0.53 \sigma_{lab,b} \quad (24)$$

3) Protodyakonov formülü (Birön ve Arıoğlu,1980)

$$\frac{\sigma_{y,b}}{\sigma_{lab,b}} = \frac{\frac{d_{lab}}{b} + 1}{\frac{d}{b} + m} = \frac{\frac{0.05}{0.60} + 1}{\frac{0.05}{0.60} + 2} = \frac{1.083}{2.083} \cong 0.52 \quad (25)$$

$$\sigma_{y,b} = 0.52 \sigma_{lab,b}$$

$$4) \sigma_{y,b} = \frac{\sigma_{lab,b}}{1 + C \ln \frac{D_e}{b}} = \underbrace{(1 + 0.7 \ln \frac{D_e}{b})^{-1}}_{0.40-0.50} \sigma_{lab,b} \quad (\text{Kim ve Gua,1995}) \quad (26)$$

• Kaya Patlama Olayının Sınır Değerlerinin Belirlenmesi

$$S = \frac{\sigma_{y,b}}{\sigma_t} = \frac{F_b \cdot \sigma_{lab,b}}{\sigma_t} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{(AK - 1) \sigma_z} \text{ Tünel tavanında} \\ \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{(B - K) \sigma_z} \text{ Tünel cidarında} \end{array} \right.$$

- Dairesel kesit için A=3 B=3
- Atnalı kesit için A=3.2 B=2.3
- Kare kesit için A=1.9 B=1.9

$K = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = 1$ daireseel tünel kesiti ve ortalama boyut faktörü $F_b=0.5$ için stabilite sayısı

“S” (yan cidar için)

$$S = \frac{F_b \sigma_{lab,b}}{2 \sigma_z} = \frac{0.5 \sigma_{lab,b}}{2 \times 0.027 \times H} \cong 9.26 \frac{\sigma_{lab,b}}{H}, \quad \sigma_{lab,b} [\text{MPa}], H [m]$$

olarak basitleştirilebilir. Palmström (1996) kaynağına göre,

Stabilite sayısı “S”	Gözlenen Olası Kırılma Modları
>2.5	Herhangi bir stabilite sorunu sözkonusu değil
2.5-1	Yüksek gerilme mevcut-hafif gevşeme var
1-0.5	Hafif kaya patlama veya yan cidarlarda plaka halinde belirgin kırılmalar
<0.5	Ciddi-ağır kaya patlaması sözkonusu

Hafif kaya patlama olayı Grimstad ve Barton (1993) kaynağına göre $\sigma_{lab,b} / \sigma_t = 1.5-1$ 'e karşı gelmektedir. Ağır kaya patlama olayı ise aynı sınıflandırmaya göre $\sigma_{lab,b} / \sigma_t < 1$ durumuna denk gelmektedir.

$\sigma_{y,b}$ = Kaya kütlesinin yerinde basınç dayanımı

$\sigma_{lab,b}$ = Laboratuvar basınç dayanımı

d_{lab} = Laboratuvar numunesinin çapı ($d_{lab}=0.05$ m)

D_b = Kaya kütlesinin ortalama blok boyutu

D_e = Eşdeğer tünel kazı çapı

A_k = Tünel kazı alanı

F_b = Boyut faktörü

b = Ortalama çatlak aralığı

m = Ampirik faktör, basınç gerilmesi için $m = 2$ alınmıştır

C = Ampirik faktör, $C = 0.7$

σ_z = Düşey derinlik basıncı

σ_y = Yatay derinlik basıncı

σ_t = Tünel tavan ve yan cidarındaki teğetsel gerilmelerin büyüklüğü

S = Stabilite sayısı

TÜNELLERDE PÜSKÜRTME BETONUN MEKANİK BÜYÜKLÜKLERİ VE KALİTE KONTROL İLKELERİ

MECHANICAL CHARACTERISTICS AND QUALITY-CONTROL PROCEDURES OF SPRAYED CONCRETE IN TUNNELS

Dr.Müh. Canan GİRGİN Yapı Merkezi, AR-GE Bölümü, Çamlıca, 81180, İstanbul
Y.Müh. Ali YÜKSEL Yapı Merkezi, İzmir Metrosu İnşaatı, Konak
Prof.Dr.Müh.Ergin ARIÖĞLU İ.T.Ü Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul

ÖZET

Bu çalışmada, tünel mühendisliğinde püskürtme betonun tasarımına yönelik mekanik büyüklüklerden basınç ve eğilme dayanımlarının tasarım ve karışım bileşenlerine göre değişimi yapılan deneysel çalışmalardaki işlenmemiş verilerin ışığında irdelenmiştir. Bu irdeleme sırasında çelik liflerin ve hızlandırıcıların mekanik büyüklükler üzerindeki etkisi de dikkate alınmıştır. Ayrıca kuru-yaş püskürtme beton teknolojilerinin karşılaştırması, teorik ve uygulamadan gelen açılımlarla karot değerlendirmesi ve uygulamada çalışan mühendise yol göstermesi amacı ile kalite kontrol ilkeleri de belirli bir ayrıntı içinde incelenmiştir.

ABSTRACT

In this paper, mechanical properties such as compressive and bending strength dealing with the design and mixture components in tunnel shotcrete applications were focused with the aim to provide a general guidance to engineer about performance of shotcrete and quality testing techniques. For this reason, this paper describes effect of components like steel fibre, accelerators on mechanical properties by means of untreated experimental results reported in literature. Also, practical core evaluation techniques dealing with applications and theory were summarized. In addition, dry and wet mix shotcrete were compared from the point of view advantage and disadvantage properties in limited details.

1. GİRİŞ

Son yıllarda yeraltı açıklıklarının tahkimatında ana taşıyıcı veya yardımcı taşıyıcı olarak diğer tahkimat yöntemlerine göre daha fazla tercih edilen püskürtme betonun uygun nitelikleri ile özellikle büyük tünel projelerindeki kullanımı artmıştır. Bunun başlıca nedenleri şu şekilde sıralanabilir (Arioğlu ve Yüksel, 1985,1986) :

- Kazı işleminden hemen sonra uygulanabilir, çöken ve deforme olan arazi tabakasına erken bir taşıyıcılık özelliği kazandırır.
- Hızla kaya cidarına püskürtülen taze beton karışımı kırık ve çatlaklara kolayca nüfuz ederek kaya tabakasının yerinde kayma dayanımını artırır.
- Kazı cidarındaki çentik etkisi, başka bir deyişle gerilme konsantrasyonları püskürtme beton uygulamasında elde edilen düzgün yüzey vasıtası ile minimize edilir.
- Kazı cidarı ile püskürtme beton arasında sağlanan aderans, kaya yükünü civar kayaç kitlesine aktararak taşınmasına yardımcı olur.
- Karışımın taşınma ve yerleştirme işlemi bir arada ve yüksek hızla gerçekleştirilir.
- Yerleştirme işlemi püskürtme yolu ile sağlandığından kalıp malzemesine gerek duyulmaz, bu da önemli ölçüde işçilik, malzeme ve zaman tasarrufu sağlar.
- Kazı sırasında değişen şartlara uygun, örneğin arazinin ayrışma zonuna gelinmesi veya su gelirinin artması gibi durumlarda değişen şartlara uygun çözümler sağlar.
- Karışım içine koyulan cam, plastik ve çelik lifler ilave bir çekme donatısına gerek duyulmaksızın betonun çekme dayanımını artırır. Ayrıca bu lifler ile güçlendirilmiş püskürtme beton kaplama kalınlığı düz veya hasırlı beton kaplamasına kıyasla, daha ince olabildiği gibi (Arioğlu ve Girgin, 1998), kaya patlaması gibi ani ve tahripkar kırılma moduna karşı enerji yutma kapasitesi ile de daha büyük bir süneklik sağlar.
- Yukarıda bahsedilen bütün üstünlüklerine karşılık tasarım ve karışım bileşenlerine ait hesapların uygun bir şekilde gerçekleştirilmemesi, püskürtme işlemi sırasında operatörün tecrübe eksikliğinden kaynaklanacak hatalar ve kalite kontroldeki eksiklikler püskürtme betondan beklenen başarı ve ekonomiyi önemli ölçüde zayıflatır. Bu bakımdan püskürtme betonun proje başarısını doğrudan etkileyen mekanik büyüklükler'e (basınç, yapışma, eğilme, çekme, tokluk vb.) etki eden parametreler, projenin başlangıç aşamasında son derece iyi bir şekilde ortaya konulmalıdır. Bu çalışmada, püskürtme beton tasarımını denetleyen belli başlı büyüklüklerden 7, 28 günlük basınç ve eğilme dayanımlarındaki değişim karakteristikleri teorik ve uygulamadaki karot değerlendirmesi örnekleri ile birlikte incelenmiş, kalite kontrol ile ilgili bazı ölçütler verilmiştir. Ayrıca, püskürtme beton uygulama teknolojileri, kuru-yaş yöntem konunun bütünselliğinin sağlanması bakımından belirli bir ayrıntı içinde ele alınmıştır. Bu çalışmada yazarlar tarafından, incelenen mekanik büyüklükler için elde edilen korelasyon katsayıları proje mühendisine yol gösterici olacaktır.

2. PÜSKÜRTME BETON UYGULAMASINDA KULLANILAN YÖNTEMLER

Tünel mühendisliğinde günümüzde kullanılmakta olan başlıca iki püskürtme yöntemi mevcuttur : **Kuru yöntem** (Avusturya yöntemi) ve **Yaş yöntem** (Norveç yöntemi).

- Kuru yöntemde, çimento+agrega+toz hızlandırıcı (varsa) kuru karışım makinasında karıştırıldıktan sonra iletim borusu ile püskürtme ucuna iletilir. Püskürtme ağzında kuru

karışım bu sırada diğer bir borudan gelen su+sıvı hızlandırıcı (varsa) ile birleşir ve karışım basınçla tünel yüzeyine püskürtülür.

Islak yöntemde, çimento+agrega+su+hızlandırıcı (varsa) mikserde karıştırılarak iletim borusuna verilir ve bu ıslak karışım püskürtme ağzından tünel yüzeyine basınçla püskürtülür. Karışımın hazırlanması normal betondakine benzer olduğundan tünel yüzeyindeki püskürtme beton kaplamasının mekanik özellikleri önceden kolaylıkla tahmin edilebilir.

Her iki yöntem de bazı avantaj ve dezavantaj özellikler içermektedir. Bunlar Çizelge 1 de karşılaştırmalı olarak incelenmektedir:

Çizelge 1 Kuru ve yaş yöntemlerin genel karşılaştırması

Özellikler	Kuru yöntem	Yaş yöntem
Ekipman	- Daha düşük yatırım maliyeti-esnek donanım - Küçük kapasiteli çalışma genellikle üretim hızı $< 5 \text{ m}^3/\text{saat}$	- Yatırım maliyeti daha yüksek - Büyük kapasiteli, üretim hızı, maks. $20 \text{ m}^3/\text{saat}$
Karıştırma	- Şantiyede küçük karıştırma tesisi - Ön karışım ve kuru bileşenler kullanılabilir - Islak kum, dayanımı olumsuz etkiler - Uzak mesafeye iletim imkanı	- Mikserde uygun karışım elde etme imkanı - Hazır beton kullanma imkanı - Islak kum kullanılabilir - İletim süresi ve mesafesi sınırlı
Su içeriği	- Düşük su/çimento oranı mümkün Değişken, operatör tarafından kontrol edilir - Su karışıma homojen dağılmayabilir	- Düşük su/çimento oranı ile çalışılmaz Sabit, operatörden bağımsız - Homojen su dağılımı sağlanır
İlave bileşen	Toz ve sıvı hızlandırıcı kullanılır	Sıvı hızlandırıcı kullanılır
Geri sıçrayan malzeme (%) (G)	Yüksek miktarda, $G = \% 20-60$ - Kayıp malzeme yığınları oluşur, işgücü kaybı yaratır - Kaba agregaya kaybı fazla	Düşük miktarda, $G = \% 5-15$ - Yığın oluşmaz - Çok az kaba agregaya kaybı oluşur
Kalite	- Su/çimento oranı daha düşük-daha yüksek dayanım, ancak, değişken kalite söz konusu - Operatör tecrübesi çok önemli - Pompalama problemi yok	- Su/çimento oranı daha yüksek-daha düşük dayanım ama daha homojen kalite elde edilebilir - Operatör tecrübesi önemli değil - Pompalanabilir karışım olmalı ve pompalama uzaklığı sınırlı
Uygulama Kolaylığı Bakımından	- Önemli bir toz problemi mevcut $\% 5-15$ oranında ön-nemlendirme ile toz azaltılabilir	- Toz problemi pek yoktur - Daha iyi görünüm

2.1 Püskürtme Betonda Mekanik Büyüklükler

Islak yöntemde, karışımın hazırlanması normal betondakine benzer olduğundan ve malzeme kaybı da oldukça düşük oranlarda gerçekleştiğinden, tünel yüzeyindeki püskürtme beton kaplamasının mekanik özellikleri önceden kolaylıkla tahmin edilebilir. Bu nedenle, bu çalışmada kuru yöntem ile yapılan deney üretimlerindeki karot verilerinin değerlendirilmesine ağırlık verilmiştir.

2.1.1 Karot Dayanımlarının Değerlendirilmesi

- Neville (1995) 'in amprik bağıntısına göre herhangi bir ($d \times h$) boyutlu, narinlik oranı

$\lambda = \frac{h}{d}$ olan bir silindir karotun **15 cm lik küp** numune cinsinden dayanımı,

$$\frac{f_{\lambda}}{f_{15K}} = 0.56 + \frac{0.697}{\frac{V}{6hd} + \lambda} \quad \text{Neville (1995)} \quad (1)$$

yatay alınmış karotlarda,

$$\frac{f_{\lambda}}{f_{15K}} = \frac{1.5 + \frac{1}{\lambda}}{2.5} \quad \text{Bungey (1989), BS1881} \quad (2)$$

şeklinde ifade edilebilir. Neville (1995) bağıntısından hareketle karot narinlik oranlarına bağlı düzeltme faktörleri Çizelge 2 de verilmiştir.

Çizelge 2 Karot narinlik oranlarına bağlı düzeltme faktörleri

λ	f_{λ} / f_{15K}^1		
	$d = 7.5 \text{ cm}$	$d = 10 \text{ cm}$	$d = 15 \text{ cm}$
1	1.063	1.020	0.953
1.25	0.986	0.955	0.904
1.5	0.929	0.906	0.867
1.75	0.886	0.868	0.836
2	0.852	0.837	0.811

$$^1 f_{20K} = 0.959 f_{15K}, f_{10K} = 1.02 f_{15K}$$

olarak hesaplanır. Buna göre Neville, $\lambda=1$ için d 'e bağlı 3 adet düzeltme faktörü tanımlarken, BS1881'e göre $\lambda=1$ için yatay alınmış karotlarda düzeltme faktörü 1, yani $f_{\lambda}=f_{15K}$ dir.

f_{λ} = Çapı d (inç), yüksekliği h (inç) olan silindir karotun basınç dayanımı

f_{15K} = 15 cm boyutlu küpün basınç dayanımı

$V = d \times h$ boyutlu karotun hacmi, (inç³)

d = Karotun çapı, (inç)

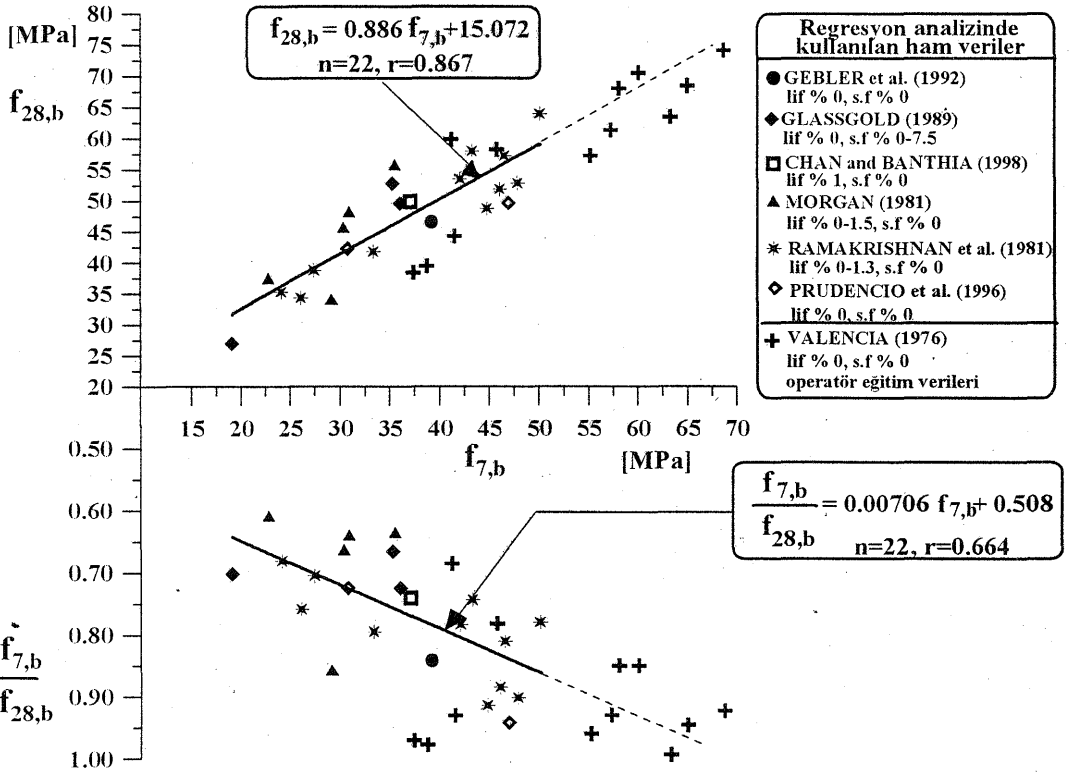
2.1.2 Kuru Yöntemde Mekanik Büyüklüklerin Değerlendirilmesi

- Şantiyede veya laboratuvarıda kuru yönteme göre üretilmiş test panellerinden karot almak sureti ile yapılan eğilme ve basınç deneylerine ait ham verilerden elde edilen

regresyon ifadeleri aşağıda verilmiştir. Mekanik büyüklüklerin irdelenmesinde karot düzeltme faktörleri için Neville(1995) bağıntısından yararlanılmış ve bütün karot ham verileri **15 cm lik küp** ($\lambda=1$) eşdeğerleri cinsinden regresyona sokulmuştur.

• 7 günlük basınç dayanımının $f_{7,b}$ deneylerle belirlenmesi durumunda 7 günlük eğilme $f_{7,e}$, 28 günlük basınç $f_{28,b}$ ve eğilme $f_{28,e}$ dayanımlarına regresyon ifadelerinde verilen korelasyon katsayılarının doğruluk düzeyinde geçmek mümkün olmaktadır.

• Şekil 1'de çok sayıda işlenmemiş datadan elde edilen 7 ve 28 günlük numunelerde basınç dayanımı ilişkisi verilmiştir-hızlandırıcı kullanılmamıştır (Şekil 1). Değişik oranlarda çelik lif ve silika fümenin da kullanıldığı toplam $n=22$ adet datanın regresyon ilişkisinde $r=0.867$ lik bir korelasyon ile yer alması dikkat çekicidir. Ayrıca operatör eğitimi amacı ile kaydedilen ve regresyon ilişkisi dışında bırakılan Valencia (1976) deki 12 adet datanın da bu ilişkiyi bozmadığı görülmektedir. Ayrıca, 7 günlük basınç dayanımı **20-30 MPa** arasında değişen normal betonda **0.7-0.77** (Arıoğlu vd., 1994) olan $f_{7,b} / f_{28,b}$ oranının hızlandırıcı kullanılmamış püskürtme betonda da benzer sonuç verdiği görülmektedir.



Şekil 1 Çeşitli yazarlara ait işlenmemiş verilerden elde edilen 7 ve 28 günlük basınç dayanımı değişimine ait regresyon bağıntıları (hızlandırıcı yok).

• Konuya uygulama açısından bir açılım getirmek bakımından, Yapı Merkezi M.İnönü tüneline kalite kontrol amacı ile narinlik oranı $1 \leq \lambda = \frac{h}{d} \leq 1.58$ arasında değişen oranlarda alınan karot numunelerin **15 cm lik küp** eşdeğerleri cinsinden 7 günlük $f_{7,b}$ ve 28 günlük $f_{28,b}$ basınç dayanımları arasındaki regresyon ilişkisi

$$f_{28,b} = 1.365 f_{7,b} + 7.35 \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad n=82, r=0.902 \quad (3)$$

$$f_{7,b} / f_{28,b} = 0.723$$

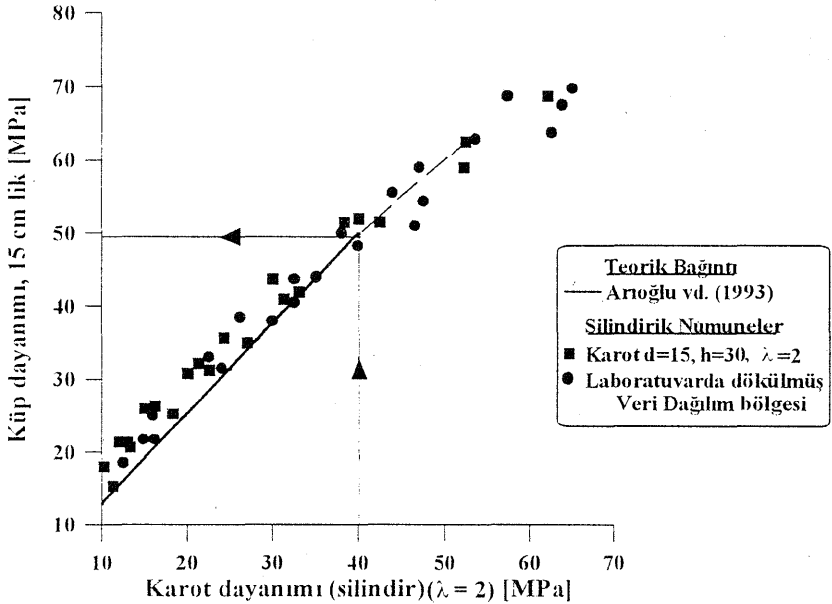
$$150 \text{ kgf/cm}^2 < f_{7,b} < 260 \text{ kgf/cm}^2$$

$$225 \text{ kgf/cm}^2 < f_{28,b} < 400 \text{ kgf/cm}^2$$

ifadesi ile tanımlanmıştır (Arioğlu vd.,1993). Bu bağıntı Şekil 1 de verilen regresyon ilişkisi ile üst üste düşmektedir. $f_{7,b} / f_{28,b} = 0.723$ (ortalama değer) olması nedeni ile de bu oran normal beton için yukarıda tanımlanmış aralığın içinde yer almaktadır. Ayrıca alınan karotların $\lambda=2$ silindir eşdeğeri basınç dayanımları $f_{28,\lambda=2}$ ile 15 cm lik küplerin 28 günlük dayanımları $f_{28,b}$ arasında da bir regresyon ilişkisi elde edilmiştir.

$$f_{28,b} = -15.57 + 1.448 f_{28,\lambda=2} - 0.00042 f_{28,\lambda=2}^2 \quad [\text{kgf/cm}^2] \quad (4)$$

Bu regresyon ilişkisi Munday ve Dhir (1984) kaynağında belirtilen laboratuvar sonuçları ile karşılaştırıldığında arada çok ufak bir fark olduğu görülmektedir (Şekil 2). Bu fark da büyük ölçüde laboratuvar da hazırlanan beton numunelerin daha iyi sıkıştırılmasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 2 Yapı Merkezi M.İnönü Tüneli karot değerlendirmeleri ile Monday ve Dhir (1984) in laboratuvar üretimi karot ve küp dayanımlarının karşılaştırması

- Hızlandırıcı kullanıldığında ise erken dayanımdaki artışın sağlanma sürecindeki kısalmaya karşılık 28 günlük dayanımlarda özellikle alkali tabanlı hızlandırıcılar kullanıldığında önemli düşüşler meydana gelmektedir (Şekil 3). Hızlandırıcının $f_{7,b} / f_{28,b}$ değerlerinde önemli değişkenlikler yarattığı, ortalama olarak **0.818** değeri dikkate alındığında ise 28 günlük basınç dayanımındaki kazanımın normal betonlara göre daha düşük olduğuna dikkat edilmelidir. Bu deneylerde değişik oranlarda alkali silikat ve alüminat toz ve sıvı hızlandırıcılar kullanılmıştır. Ayrıca, bu tip hızlandırıcıların kullanılması $\text{ph}>11$ olması nedeni ile ciddi sağlık problemlerine de neden olmaktadır. Son senelerde geliştirilen alkali içermeyen hızlandırıcılar kullanıldığında bu azalmanın çok daha az oranda veya hiç meydana gelmediği bazı deneylerle gözlenmiş olmakla

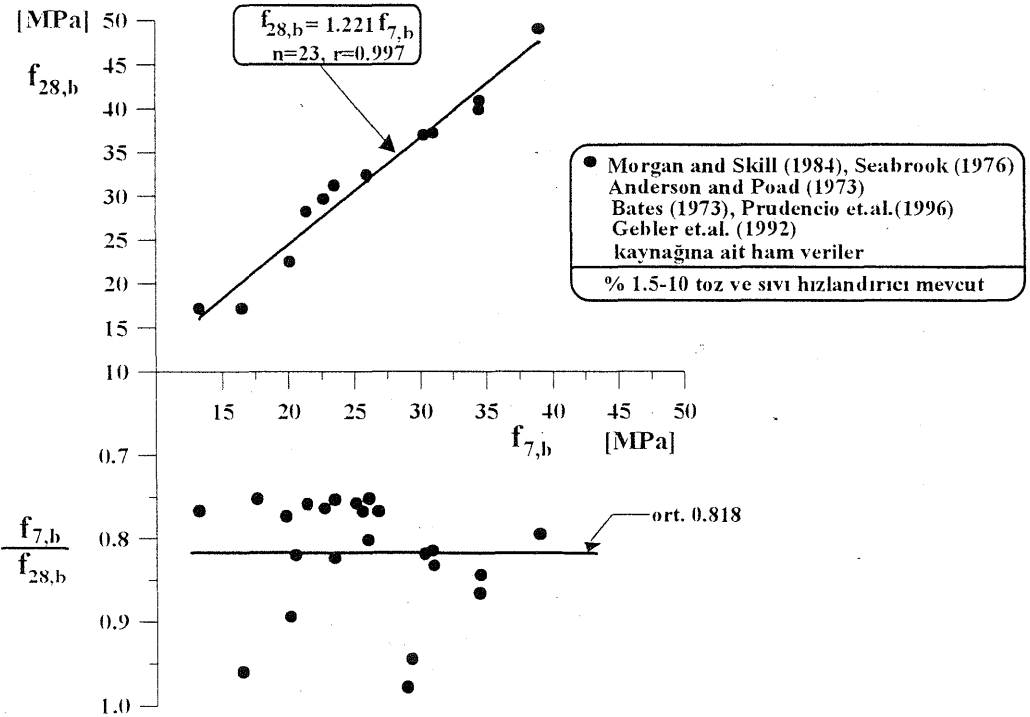
birlikte fiyatlarının çok pahalı olması en önemli dezavantaj özellikleridir (Barton vd., 1996).

• 28 günlük basınç dayanımından yararlanarak 28 günlük eğilme dayanımına geçmek mümkündür. $n=22$ adet deneyin ham verilerinden yararlanarak elde edilen regresyon

ifadesine dayanarak korelasyon katsayısı $r=0.746$ olan $f_{28,b} = \frac{f_{28,e}}{f_{28,b}}$ eğrisi Şekil 4' de

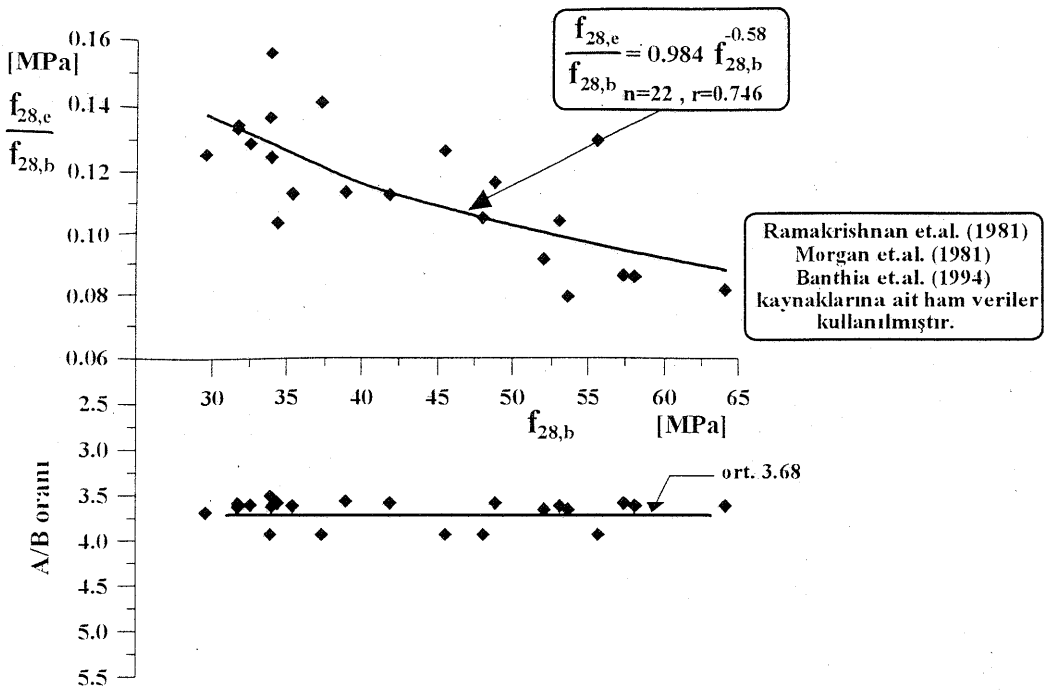
verilmiştir. Dikkat edilecek önemli bir nokta basınç ve eğilme dayanımının, uygulamada 3.5-4 aralığına seçilen (ort. 3.68) A/B^* oranından bağımsız olduğudur. Bu durum 28 günlük numunelerde de görülmektedir. Bu veriler de değişik oranlarda çelik lif ve silika füme içermektedir.

• Çelik liflerin tipi ve ekonomik kullanım dozajlarının basınç dayanımı üzerinde belirgin bir etkisinin bulunmadığı son literatür çalışmalarından da bilinmektedir (Banthia vd., 1994). Ancak lif dozajlarının değişik oranlardaki kullanımı sırasında (örneğin, Ramakrishnan vd., 1981) kaynağında belirtildiği üzere, püskürtme işlemi çok tecrübeli bir operatör tarafından uygulansa bile, operatörün artan lif ihtiyacına karşılık işlenebilirlik kaybı ile su miktarını artırma ihtiyacı duymasının basınç ve eğilme dayanımlarında azalmaya neden olacağına dikkat edilmelidir. Bunun dışında, liflerin en önemli katkısı tokluk üzerinde olmaktadır. Artan lif dozajları statik ve özellikle dinamik etkiler altındaki enerji yutma kapasitesini artırarak yapıya sünek davranış kazandırırken, bu artışın mertebesi üzerinde lif tipinin püskürtme beton ile arasındaki yapışma dayanımının etkin olduğu unutulmamalıdır (Banthia vd., 1994).



Şekil 3 Çeşitli yazarlara ait işlenmemiş verilerden elde edilen 7 ve 28 günlük basınç dayanımı değişimine ait regresyon bağıntıları (Hızlandırıcı var).

* A/B = Agrega / Bağlayıcı madde miktarı (çimento+silika füme)



Şekil 4 28 Günlük basınç ve eğilme dayanımları arasındaki ilişki ve A/ B oranının basınç dayanımına etkisi.

3. KALİTE KONTROL YÖNTEMLERİ

Norwegian Concrete Association (1993) ve Austrian Concrete Society (1990) ve AFTES Working Group (1994) tarafından önerilen kalite kontrol yöntemlerinde bazı ortak noktalar aşağıda belirtilmiştir. Norveç ıslak, Avusturya ise kuru yöntemi baz alarak yönetmelik esaslarını verdiği için değerlendirme kriterlerinde bazı farklılıklar olması doğaldır. Bu bakımdan yazarlar tarafından, mühendise kalite kontrolün nasıl yapılması gerektiği hakkında daha genel bilgiler vermek yönünde bir açılım yapılacaktır.

- Püskürtme betonun kalitesi test panellerinden karot almak sureti ile belirlenir. Basınç testi için min 0.25 m^2 alana sahip panel kullanılır. Duvara 0° - 45° eğimle yerleştirilen panele uygulanan püskürtme beton tabakasının kalınlığı min. 12 cm olmalıdır. Üretilen test panelleri 18 saat boyunca yerinden oynatılmamalı, etrafı plastik bir örtü ile kapatılarak kuruması önlenmelidir. Erken dayanım istendiği durumlar hariç, dökümden sonraki 48 saat sonra laboratuvara gönderilebilir. Test sonuçlarında elde edilen dayanımların %10' dan fazlası öngörülen dayanım değerlerinin altına düşmemelidir. Üretim ve saklama koşullarında sıcaklık $5^\circ\text{C} < t < 25^\circ\text{C}$ arasında tutulmalıdır. İlk doğrudan çekme ve yapışma deneyleri 7 günden önce yapılmalıdır. Püskürtme betonda kalite kontrol için AFTES (1994) e göre uygulanan testler Çizelge 3 de, Norwegian Concrete Association (1993) 'in öngördüğü genel kontrol çizelgesi EK-1 de verilmiştir.

Cizelge 3 Püskürtme betonda kalite kontrol için uygulanan testler (AFTES,1994).

Uygulanan Testler	Uygulama süresi Ve sayısı	Test sıklığı	
Beton bileşimi	1	$Q^* < 100 \text{ m}^3/\text{hafta}$ ise her 100 m^3 de bir	$Q > 100 \text{ m}^3/\text{hafta}$ ise haftada bir kez
Lif miktarı	1	$Q < 20 \text{ m}^3/\text{gün}$ ise Her 20 m^3 de bir	$Q > 20 \text{ m}^3/\text{gün}$ ise her gün
Basınç	3-7 gün 3-28 gün	Her 50 m^3 de bir	
Direkt çekme	3-28 gün	Her 1000 m^3 de bir	
Yoğunluk	Bütün karotlarda		
Zımbalama- Eğilme	1-28 gün	$Q < 100 \text{ m}^3/\text{hafta}$ ise Her 100 m^3 de bir	$Q > 100 \text{ m}^3/\text{hafta}$ ise haftada bir kez
Aderans	3-28 gün	Her 1000 m^2 de bir + her çatlaklı bölge-noktada+ min.her 5 m^2 de bir çubukla vurularak kontrol edilir	
Homojenlik ve süreklilik • Gözle inceleme • Sertlik ölçer • Ses dalgaları ile inceleme	Bütün karotlarda Bu iki test, yukarıdaki testlerin sonuçları bir sorun olduğunu gösterdiğinde uygulanır		

*Q – Üretilen püskürtme beton miktarı

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada incelenen konulardan çıkarılan başlıca sonuçlar aşağıda belirtilmiştir :

- Kuru yöntem ile üretilen püskürtme betonda hızlandırıcı kullanılmamış 7 ve 28 günlük basınç dayanımları arasında anlamlı bir korelasyon elde edilmiştir. Bu ilişki değişik oranlarda silika füme, çelik lif kullanımı için de sağlanmaktadır, bağıntı operatör eğitim verileri için de aynen geçerlidir. 7-7/28 oran basınç dayanımları arasında doğrusal bir regresyon ilişkisi mevcuttur (Şekil 1). Yapı Merkezi M.İnönü tünelineki 7-28 günlük basınç dayanımı ilişkisi de bu bağıntıyı desteklemektedir. Hızlandırıcı kullanılmış püskürtme betonun 7 günlük ve 28 günlük basınç dayanımı arasında da anlamlı bir korelasyon sağlanmıştır (Şekil 3). Alkali içeren hızlandırıcılar kullanıldığında 28 günlük kazanımlarda genel olarak bir azalma mevcuttur.
- Liflerle güçlendirilmiş kaplama boyutlandırmasında önemli bir büyüklük olan 28 günlük eğilme / basınç dayanımı oranının 28 günlük basınç dayanımı cinsinden değişimi çıkartılmıştır. Buna göre artan 28 günlük basınç dayanımı ile söz konusu oran düşmektedir. Bu bağıntı değişen oranlarda çelik lif ve silika fümenin kullanıldığı verileri de içermesi bakımında anlamlıdır, 28 günlük basınç dayanımının bilinmesi durumunda eğilme büyüklüğünün mertebesi kestirilebilir (Şekil 4). Ayrıca karışım tasarımı dikkate alınan diğer bir büyüklük olan (Agrega / Bağlayıcı madde) oranının 28 günlük basınç dayanımından bağımsız olduğu gözlenmektedir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, çalışmanın yapılması ve yayınlanmasını teşvik eden Yapı Merkezi A.Ş. Yönetim Kurulu Başkanı Sn.Dr.Müh.Ersin ARIOĞLU'na teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- AFTES-Working Group No6-Sprayed Concrete (1994) *Recommendations on Fibre-Reinforced Sprayed Concrete Technology and Practice*, No126, pp.318-325.
- Anderson, G.L., Poad M.E. (1973) Early age strength properties of shotcrete, *ACI Publications SP-45*, pp.277-296.
- Arıoğlu, E. ve Yüksel, A. (1985) Püskürtme beton karışım tasarımı. *Kaya Mekaniği Bülteni*, Sayı.1, Türkiye Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, s.29-38.
- Arıoğlu, E. ve Yüksel, A. (1986) Mix design of shotcrete for underground structural support. *Journal of Mines, Metals & Fuels*, January-February 1986, pp. 84-87.
- Arıoğlu, E., Odbay, O., Alper, H., (1993) M.İnönü Tünel Şantiyesinde Püskürtme Beton Dayanımlarının Değerlendirilmesi, *Yapı Merkezi AR-GE Arşivi*.
- Arıoğlu, E., Alper, H., Odbay, O. (1994) Beton dayanımının erken kestirimi. *Beton Prefabrikasyon*, Sayı 30, s. 15-18.
- Arıoğlu, E. ve Girgin C. (1998) Çelik lifli püskürtme beton kaplama tasarımı-kaya patlama olayına maruz tünellerde kullanım. *4.Ulusal Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Zonguldak.
- Austrian Concrete Society (1990) Guide on Shotcrete, Part 1-Application, Wien.
- Barton N., Kompen, R., Berg, K.R. (1996) Modern Use of Wet-Mix Sprayed Concrete For Underground Support, *2nd Int. Symp. on Sprayed Concrete*, Norway.
- Bates, R. (1973) Shotcrete safety and environmental control, *ACI Publications SP-45*, pp.130-142.
- Banthia, N., Trottier, J.F., Beaupre, D., Wood, D. (1994) Properties of steel fiber reinforced shotcrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 21, No 4, pp.564-575
- BS1881: Part 124 *Methods of Testing Concrete:Analysis of Hardened Concrete*. British Standards Institution, London.
- Bungey, J.H. (1989) *Testing of Concrete Structures*. Surrey University Press.
- Chan, Banthia (1998) Recycled aggregate utilization in shotcrete, *Canadian Journal of Civil Engineering*, No.1, pp.25-32
- Gebler, S., Litvin, A., McLean, W., Schultz, R. (1992) Durability of dry-mix shotcrete containing rapid-set accelerators, *ACI Materials Journal*, Vol.89, No. 3, pp.259-262
- Glassgold, L.(1989) Shotcrete durability:An evaluation,*Concrete International*,August, pp. 78-85.
- Neville A.M. (1995) *Properties of Concrete*. Longman Gr.Ltd., Essex.
- Monday, J.G.L and Dhir, R.K. (1984) Assessment of in-situ concrete quality by core testing. *Spec. Publ. SP 82-20. American Concrete Institute*, Detroit, pp.393-410.
- Morgan D.R., (1981) Steel fibre shotcrete. A laboratory study, Application and Use of Shotcrete, *ACI Compilation No.6*, pp. 50-54.
- Morgan D.R, and Skill N. (1984) Rocky mountain tunnels lined with steel fiber reinforced shotcrete, *Concrete International*, December, pp.33-38.
- Norwegian Concrete Association-Committee Sprayed Concrete (1993) *Sprayed Concrete for Rock Support- Technical Specification and Guidelines*, No.7, Oslo, Norway.
- Prudencio, Jr., Armelin, H., Helene, P. (1996) Interaction between accelerating admixtures and portland cement for shotcrete. *Journal of American Concrete Institute*, Vol 93, No.6, pp.619-629.
- Ramakrishnan, V., Coyle, V., Dahl, L., Schrader E.(1981) A Comparative Evaluation of Fiber Shotcretes. A Laboratory Study, Application and Use of Shotcrete, *ACI Compilation No.6*, pp.39-49.

Seabrook, P.T. (1976) Properties of shotcrete on construction projects, *ACI Publications SP-54*, pp.29-45.

Valencia F.E (1976) Evaluation of shotcrete application under field conditions, *ACI Publications SP-54*, pp.115-149.

EK 1 Kontrol çizelgesi (Norwegian Concrete Association,1993)

Kontrol tipi	Kontrol edilen	Yapılacak Onaylama	Sorumlu	Kontrol Sıklığı	Tasdik	Belgeleme
Betonun üretim kontrolü	Agrega	• Nem,dane boyutu,vb.	Betonu temin eden firma	Her değişim	Mikser operatörü	Fabrika üretim raporu
	Taze beton	• Karışım bileşenleri ve oranlarının uygunluğu		Her karışım		
	Taze beton	• Çökme değeri		Her karışım		
	Taze beton	• Sıcaklık		Her karışım		
Püskürtmeden önce malzeme kontrolü	Taze beton	• Sıcaklık	Müteahhit Firma (operatör)	100 m ³ de bir*	Ustabaşı, Operatör	Uygulama raporu
	Taze beton	• Çökme değeri			Ustabaşı, Operatör	Uygulama raporu
	Taze beton	• 7 ve 28 günlük basınç dayanımı ve yoğunluk			Proje müdürü (müteahhit firma)	Laboratuvar raporu Fabrika üretim raporu
Uygulama Kontrolü	Priz hızlandırıcı	• Tüketim (m ³)	Müteahhit Firma (operatör)	Her değişim	Proje müdürü (müteahhit firma)	Uygulama raporu
	Katkılar	• Tipi ve miktarı				
	Kür malz.	• Tüketim (m ²)				
	Uygulanmış beton tabakası	• Kütle oranı				
Püskürtmeden sonraki kontrol	Yüzeyden karotla alınmış numune	• Basınç dayanımı, 28 gün**	Müteahhit Firma	250 m ³ de bir	Proje müdürü (müteahhit firma)	Laboratuvar raporu
	Yüzeyden alınmış numune	• Lif içeriği***				Laboratuvar raporu
	Püskürtme beton	• Aderans (vurma ile)				Üretim kontrolü
	Püskürtme beton	• Kalınlık				Üretim kontrolü
Miktar kontrolü	Püskürtme beton	• Geri sıçrama	Müteahhit Firma	İşverenin isteğine bağlı	Proje müdürü (müteahhit firma)	Üretim kontrolü

* Numunelerin yarısı mikserde üretilebilir.

**Püskürtme işlemi başladıktan sonra üç bağımsız deney icra edilir.

*** Duvardan karotla numune almak yerine taze betondan bir parça kopararak de bu test yapılabilir.

ENDÜSTRİYEL ATIKLARIN YERALTI MADENLERİNDE DEPOLANMASI VE DEPO DURAYLIĞININ JEOTEKNİK AÇIDAN KANITLANMASI

STORAGE OF INDUSTRIAL WASTES IN UNDERGROUND MINES AND GEOTECHNICAL PROOF OF REPOSITORY STABILITY

Ahmet ÖZARSLAN, ZKÜ Müh.Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak
Hasan GERÇEK, ZKÜ Müh.Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

ÖZET

Bu bildiride, endüstriyel atıkların yeraltı madenlerinde depolanmasının bazı önemli yönleri tartışılmıştır. Önce, yeraltı maden açıklıklarında atık depolama yaklaşımları tanıtılmıştır. Bu kapsamda, “tamamen yalıtım” ve “nötr yayılma” ilkelerine göre depolama uygulamaları karşılaştırılmıştır. Ayrıca, bertaraf ve dolgu amaçlı depolama uygulamaları hakkında bazı temel bilgiler de verilmiştir. Sonra, yeraltı atık deposunun duraylılığının jeoteknik açıdan kanıtlanması açıklanmıştır. Son olarak da atık üreticisi, depo işletmecisi, denetleyici kuruluş ve çevre halkı arasında bir etkileşim mekanizması önerilmiştir.

ABSTRACT

In this paper, some important aspects of storage of industrial wastes in underground mines have been discussed. First, the waste storage approaches in mine openings are introduced. In this context, waste storage applications are compared according to “complete isolation” and “neutral emission” principles. In addition, some basic information is given on the storage application for disposal and filling purposes. Then, the geotechnical proof of repository stability is explained. Finally, a mechanism is proposed for the interaction among the waste generator, repository operator, regulatory authority and the public.

1. GİRİŞ

Endüstriyel atık yönetiminde temel felsefe, üretim teknolojilerinin iyileştirilmesi veya değiştirilmesiyle, öncelikle atık oluşumunun önlenmesi ve daha sonra da önlenemeyen atıkların çeşitli işlemlerden geçirilerek tekrar değerlendirilmesi şeklindedir. Bu konuda elde edilen önemli gelişmelere karşılık teknolojik olarak değerlendirilme olanağı bulunmayan atıkların oluşması yine de kaçınılmazdır. Bu tür atıkların uygun bir şekilde depolanarak bertaraf edilmesi gerekmektedir. Depolamanın amacı, canlıların yaşadığı biyosfer ile hidrosferi, atıkların insan sağlığı ve çevreye zarar verecek etkilerinden korumaktır.

Endüstriyel atıkların depolanması hem yerüstünde hem de yeraltında yapılabilmektedir. Yerüstü depolarının genelde daha ekonomik olmalarına karşılık; depolama alanlarının azalması, maliyetin artması, uzun süreli güvenlik açısından zamanla sorunlara yol açmaları vb. nedenlerle yeraltında derin jeolojik formasyonlarda atık depolama uygulamaları önemli bir seçenek haline gelmiştir. Bu bağlamda, madenlerde üretim çalışmaları sonucu yaratılan yeraltı açıklıkları, endüstriyel atıkların depolanması için büyük bir potansiyel teşkil etmektedir. Böylece, hem bu açıklıklardan ekonomik bir katma değer olarak faydalanılması hem de atıkların güvenli ve doğal çevreye zarar vermeyecek şekilde depolanması sağlanabilmektedir. Öyle ki, yeraltı madenlerinin atık deposu olarak kullanımı, “atık üreticileri ile maden / atık deposu işletmecileri arasında teknolojik bir ortaklık için bir şans” olarak görülmektedir (Rempe, 1997). Maden endüstrisinde de, yeraltı açıklıklarının, rezervlerin tüketilmesinden sonra, atık deposu olarak kullanılabilecek şekilde tasarımı için artan bir motivasyon ve eğilim oluşmaktadır. Bu açıdan, yeraltında atık depolama konusu, başta Almanya olmak üzere, gelişmiş olan ülkelerdeki atık politikasının önemli bir parçası haline gelmiştir (Rempe, 1997).

Ülkemizde de 1995 yılında yürürlüğe giren Tehlikeli Atıkların Kontrolü Yönetmeliği’nde madenlerde atık depolama konusu “nihai depolama” başlığı altında, tehlikeli atıkların bertaraf yöntemleri arasında yer almaktadır (Çevre Bakanlığı, 1995). Ancak, yeraltında depolama ile ilgili teknik açıklamalar bu yönetmelikte bulunmamaktadır. Bu durum, yönetmeliğin uygulamaya geçirilmesi açısından önemli bir eksikliklerdir.

Bu bildiride, yeraltı madenlerinde atık depolama konusu ile ilgili teknik bilgiler verilmiştir. Bu kapsamda önce, atık depolama yöntemleri açıklanmıştır. Daha sonra, yeraltı madenlerinde amaçlarına göre farklılıklar gösterebilen atık depolaması uygulamaları tanıtılmıştır. Son olarak da, yeraltı madenlerinde atıkların güvenli bir şekilde bertaraf edilmesini güvenlik altına almak için yerine getirilmesi zorunlu güvenlik ölçütlerinden biri olan jeoteknik duraylılık kanıtı hakkında bilgi verilmiştir.

2. YERALTI MADENLERİNDE ENDÜSTRİYEL ATIKLARIN DEPOLANMASI

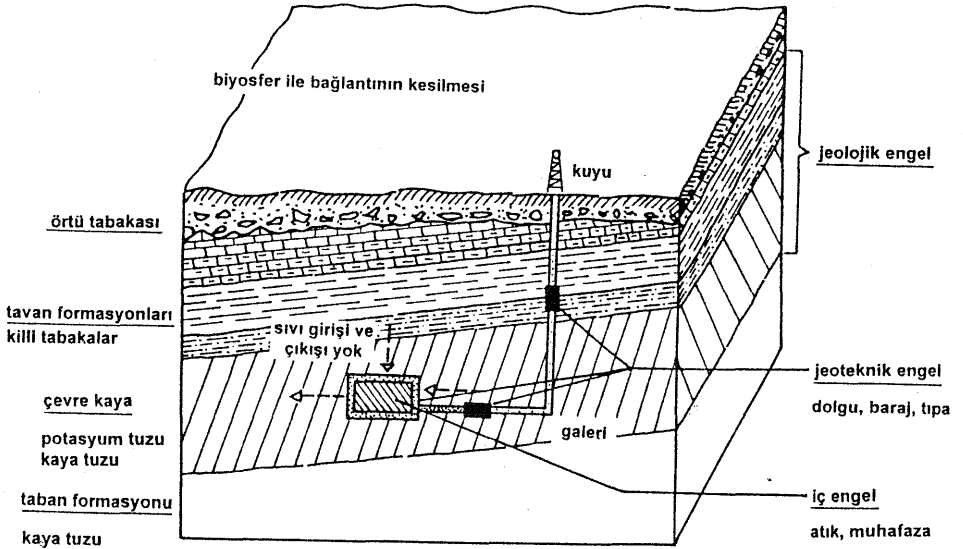
Bir yeraltı madeninde oluşturulacak atık depolama tesisinin işletilmesindeki başlıca amaçlar, atıklardan çıkabilecek zararlı maddelerin biyosferden daimi olarak uzak tutulması ve mevcut doğal duruma kıyasla olumsuz değişimlere neden olmamasıdır. Yeraltında depolanan atıkların içerdikleri zararlı maddelerinin biyosfere iletimi ancak yeraltı suyu veya hava akımı aracılığıyla meydana gelebilmektedir. Yeraltında depolamadaki ana amaç, bu bağlantının biyosfere zarar vermeyecek şekilde sürekli olarak ve tekrar bakıma ihtiyaç duyulmadan kesilmesidir (Martens et al., 1997).

2.1 Yeraltı Madenlerinde Atık Depolama Yöntemleri

Yeraltı madenlerinde yapılacak atık depolama faaliyetleri sonucunda çevrenin olumsuz yönde etkilenmemesi için atık madde deposu dış çevreye karşı tamamen yalıtımlı bir ortamda bulunmalı veya atıkların yeraltı suyunu etkileme derecesinin kabul edilebilir sınırlar içinde kalması sağlanmalıdır. Bu hedefler doğrultusunda, yeraltı maden açıklıklarında uygulanan atık depolama yöntemleri “tamamen yalıtım” veya “nötr yayılma” ilkelerine uygun bir şekilde gerçekleştirilmek zorundadır (Gerhardt et al., 1997).

2.1.1 Tamamen Yalıtım İlkesi

Tamamen yalıtım ilkesinde; yeraltı suyunun bulunmadığı, geçirimsiz ve yeterli kalınlığa sahip bir jeolojik formasyon içerisinde depolanan atığın yeraltı suyu ile teması önlenmektedir. Bunun için özellikle homojen yapıya sahip kalın tuz formasyonları uygun özellik göstermektedir. Şekil 1’de bu depolama ilkesinin şematik görünümü verilmiştir. Bu yöntemde en önemli husus, deponun işletilmesi ve işletilme sonrasındaki dönemlerde atıkların herhangi bir şekilde suyla temasının oluşmamasıdır (Martens et al., 1997).



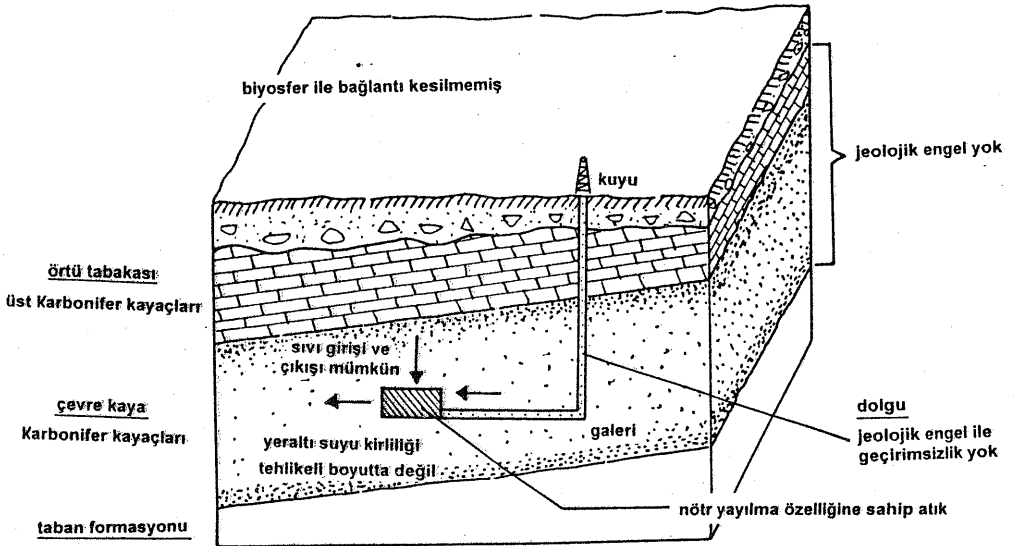
Şekil 1. Tamamen yalıtım ilkesinin şematik görünümü (Gerhardt et al., 1997).

Tamamen yalıtım ilkesinde öngörülen uzun süreli güvenli yalıtım, ancak bir dizi engelin birlikte kullanılmasıyla sağlanabilmektedir. Bu sistem “çoklu engel” diye anılmaktadır ve başlıca “iç engel”, “jeolojik engel” ve “jeoteknik engel”den oluşmaktadır. İç engel, atığın kendisi ve yerleştirildiği muhafazadan oluşmaktadır. Yeraltı atık depolarının uzun süreli güvenlik analizlerinde iç engellerin sağladıkları etki dikkate alınamamaktadır.

Jeolojik engeller, atık deposunu çevreleyen jeolojik formasyon ve geçirimsizliği sağlayacak olan diğer jeolojik formasyonlardan oluşmaktadır. Jeolojik engeller aslında bir hidrojeolojik engel işlevini görmektedir. Bu engel atıkların zararlı madde içeriklerinin depodan biyosfere ulaşmasını önlemeli ve bunun için uzun süreli olarak geçirimsizliği veya bir başka deyişle sızdırmazlığı sağlamalıdır. Uzun süreli güvenlik açısından, jeolojik engel en önemli görevi üstlenmektedir. Jeoteknik engeller ise çevre koşullarından faydalanılarak gerçekleştirilen mühendislik yapıtlarıdır ve servis açıklıklarının doldurulması, dolgu, barajların yapılması, kuyuların ve sondaj deliklerinin doldurulması, enjeksiyon çalışmaları bu kapsama girmektedir. Bir anlamda, jeoteknik engel, depo yapısı için doğal olarak var olan jeolojik engel ile bağlantıyı sağlayan elemandır (Gerhardt et al., 1997).

2.1.2 Nötr Yayılma İlkesi

Tamamen yalıtım ilkesine kıyasla nötr yayılma ilkesinde, depo içerisindeki atıkların zamanla suyla temasının oluşacağı kabul edilmektedir (Lux, 1992). Bu ilkeye göre gerçekleştirilen depolamada, atıktan yeraltı suyuna bir zararlı madde geçişi önlenmemekte veya ihmal edilecek düzeyde kalmaktadır. Şekil 2'de yöntemin şematik durumu verilmiştir. Böyle bir durum şu şartlar altında sağlanabilmektedir: depolanmış atıkların kimyasal, fiziksel ve mekanik özelliklerinden dolayı zararlı madde çıkışı olanaksız olabilmektedir. Örneğin; yeraltı kömür madenlerinde, termik santral attığı olan küller nötr yayılma ilkesine uygun bir şekilde depolanabilmektedir. Nötr yayılma ilkesinde atığın zararlı madde içeriklerinin yanında yeraltı suyu ile etkileşimi, çözünabilirliği ve geçirgenliği önemli parametrelerdir. Bu yöntemde, atığın depolandığı açıklıkta, oluşan kapanmalar nedeniyle atığın sıkışması sonucu geçirgenliğinin azalması da zararlı madde çıkışının ihmal edilecek düzeyde tutulmasını sağlayabilmektedir (Gerhardt et al., 1997).



Şekil 2. Nötr yayılma ilkesinin şematik görünümü (Gerhardt et al., 1997).

2.2 Yeraltı Madenlerinde Amaçlarına Göre Atık Depolama Uygulamaları

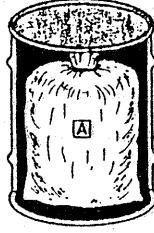
Yeraltı madenlerinde oluşturulan atık depolama tesisleri jeoteknik yapılardır. Bu yapılar atıkların değerlendirilmesi veya bertaraf edilmesi için kullanılabilmektedir. Atıklar, yapı malzemesi olarak kullanım olanakları dışında, yeraltında dolgu malzemesi olarak da değerlendirilebilmekte veya bertaraf amaçlı olarak nihai depolanabilmektedir. Burada söz konusu olan atıklar, madencilik faaliyetlerinden kaynaklanmayan endüstriyel atıklardır.

2.2.1 Yeraltında Bertaraf Amaçlı Atık Depolama Uygulaması

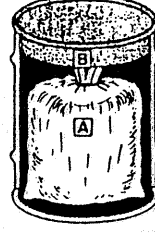
Yeraltında madenlerinde bertaraf amaçlı atık depolama tesisleri, genelde içerdikleri yüksek oranlardaki zararlı madde miktarları ve bunlardan kaynaklanan risk potansiyeli nedeniyle, yerüstünde teknik, güvenlik ve ekonomik açıdan nihai olarak bertaraf edilmesi mümkün olmayan tehlikeli atıkların depolanması için kullanılmaktadır. Böyle amaçlar taşıyan depolama uygulamaları ancak tamamen yalıtım ilkesine göre yapılabilmektedir (Martens et al., 1997). Söz konusu tesislerde, atık maddeler genelde özel ambalajlar veya muhafazalar ("big bag", konteyner vb.) içinde getirilip depolama odalarına yerleştirilmektedir (Şek. 3). Depolama odaları için genelde oda-topuk veya oda madenciliği sonucunda yaratılan üretim açıklıklarından faydalanılmaktadır. Bu tür açıklıklar, özellikle tuz madenlerinde, yaygın olarak ve büyük hacimlerde bulunmaktadır.



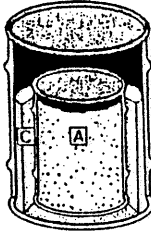
çelik sac fiçi



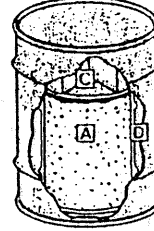
içinde sentetik
çuval bulunan
çelik sac fiçi



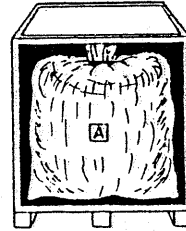
içinde anhidrit
tıkacı sentetik
çuval bulunan
çelik sac fiçi



çelik sac fiçi
içinde iç fiçi, iç
fiçinin tabanı ile
kapağı arasına
beton
dolduruluyor



çelik sac fiçi
içinde iç fiçi
bulunuyor ve
tüm boşluk
beton ile
dolduruluyor



içinde
sentetik
çuval
bulunan
çelik taşıyıcı

A: Atık

B: Anhidrit tıkacı

C: Döküm betonu

D: İç fiçi

Şekil 3. Koruma amaçlı bazı ambalaj ve muhafaza çeşitleri (Martens et al., 1997).

Tehlikeli ve çok tehlikeli atıklar sınıfına giren kimyasal, zehirli ve radyoaktif atıklar ancak tamamen yalıtım ilkesine göre gerçekleştirilecek bir depolama uygulaması ile bertaraf edilebilmektedir. Bu tür depolama uygulamalarında uzun süreli güvenlik önemli bir kavramdır. Araştırmacıların yaptıkları çalışmalarda, kimyasal-zehirli atıkların güvenli bir şekilde bertarafı için uygun bir süre olarak “10 bin yıl” kabul edilmektedir (Gerhardt et al., 1997).

2.2.2 Yeraltında Dolgu Amaçlı Atık Depolama Uygulaması

Yeraltı açıklıklarında atıkların değerlendirilmesini sağlayan dolgu amaçlı depolama, genelde nötr yayılma ilkesine uygun bir şekilde gerçekleştirilmektedir. Yeraltında atıkların dolgu amaçlı olarak depolanmasında zararlı madde konsantrasyonları etkindir. Dolgu, uzun süreli güvenlik için dayanıklı, zor çözünebilir ve zararlı bileşikleri olmayan malzemeler şeklinde olmalı veya bu şekle dönüştürülmelidir. Özellikle yeraltı suyunun korunması çok önemli olduğundan, dolgunun depolanacağı bölge ile ilgili jeolojik ve hidrojeolojik koşullar önem taşımaktadır. Çizelge 1’de atıkların dolgu amaçlı olarak değerlendirilmesi ve nötr yayılma ilkesine göre yapılacak bir depolama uygulamasında uyulması gereken bazı sınır değerler verilmiştir. Bunlar atıkla temas eden ya da atıktan süzülen yeraltı suyundaki zararlı maddelerle ilgili sınır değerler olup, yönetmeliklerde “eluat” terimiyle adlandırılmaktadır (Schade, 1996).

Çizelge 1. Atıkların yayılma açısından nötr depolama ilkesine göre yapılan bir depolama uygulamasında uyulması gereken bazı “eluat” sınır değerleri (Schade, 1996).

Ölçüt	Değer Aralığı	Ölçüt	Değer Aralığı
Fenol	≤ 50 mg/l	Nikel	≤ 1 mg/l
Arsenik	≤ 0.5 mg/l	Civa	≤ 0.02 mg/l
Kurşun	≤ 11 mg/l	Çinko	≤ 5 mg/l
Kadmiyum	≤ 0.11 mg/l	Florit	≤ 25 mg/l
Krom	≤ 0.1 mg/l	Amonyum	≤ 200 mg/l
Bakır	≤ 5 mg/l	Siyanür	≤ 0.5 mg/l
pH-değeri	5.5-13.0	-	-

Dolgu türleri ve depolama yöntemleri çeşitli olabilmektedir. Yeraltı madenlerinde dolgu amaçlı depolama uygulamaları için, koşulların ve atıkların istenen özelliklere sahip olması şartıyla, değişik üretim yöntemlerine göre açılmış, maden açıklıklarından faydalanılabilmektedir. Dolgu uygulamaları sırasında çalışanların sağlığı tehlikeye sokulmamalıdır. Dolgu malzemesi uygulama amacına bağlı olarak gerektiğinde erken taşıma özelliği ve belirli taşıma kabiliyeti gösterebilmelidir. Bu durumda dolgu malzemelerinin mekanik özellikleri de önemli olmaktadır (Schade, 1996).

Atıkların, içerdikleri zararlı madde miktarları nedeniyle, yeraltında nötr yayılma ilkesine uygun bir dolgu malzemesi olarak değerlendirilmesi olanaksız ise, dolgu uygulaması ancak tamamen yalıtım ilkesine göre gerçekleştirilebilmektedir. Örneğin; kömüre dayalı termik santral atıkları, cam ve seramik atıkları, inşaat molozları, asbest içeren atıklar, özellikleri nedeniyle nötr yayılma ilkesine uygun dolgu olarak değerlendirilmektedir. Yakma işlemi uygulanan atık işleme veya metalurji tesislerinde ve yüksek fırınlarda oluşan küller, curuf ve filtre tozları ise, içerdikleri zararlı madde miktarları nedeniyle, bu

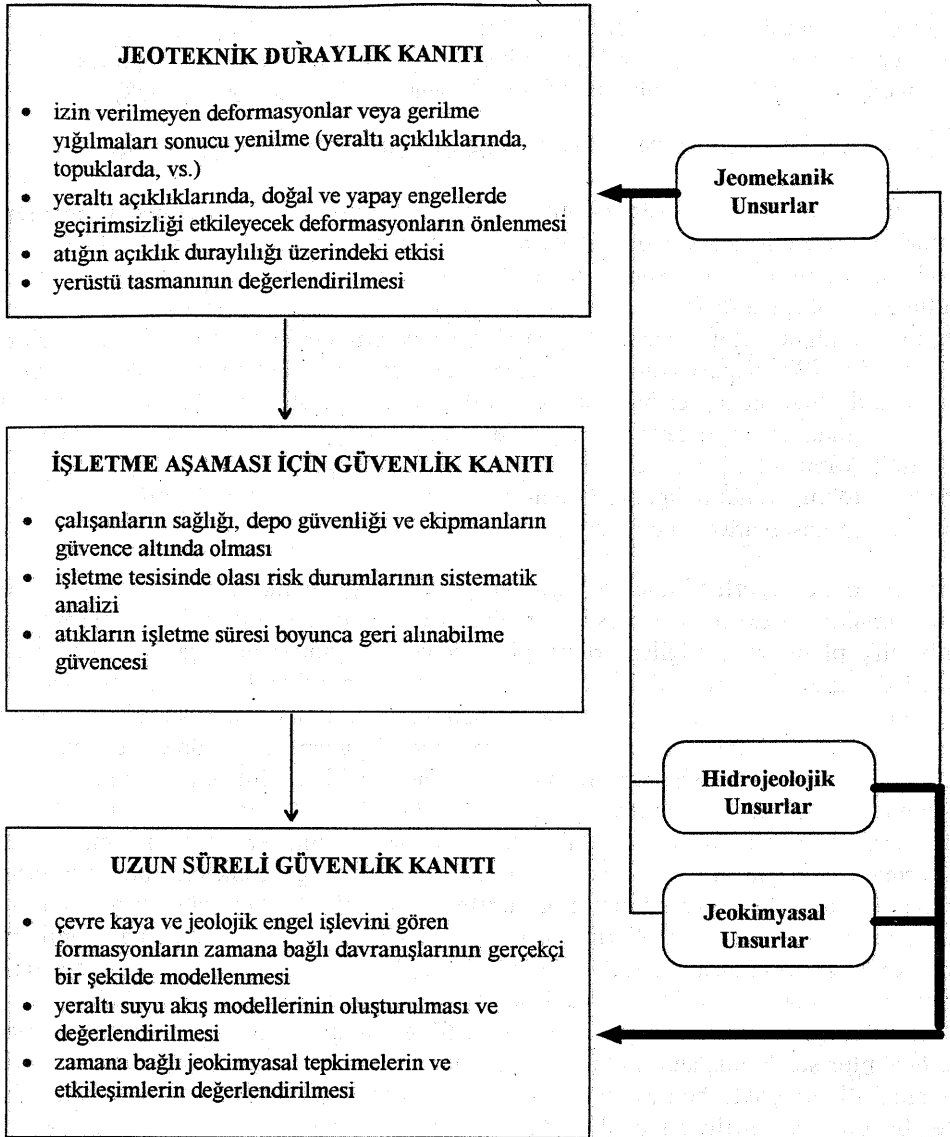
ilkeye göre, ancak özel koşullar altında dolgu olarak değerlendirilebilmektedir. Genelde bu tür atıklar tamamen yalıtım ilkesine uygun bir şekilde yapılacak dolgu uygulamasında değerlendirilebilmektedir (Schade, 1996; Topuz et al., 1998).

3. DEPO DURAYLIĞININ JEOTEKNİK OLARAK KANITLANMASI

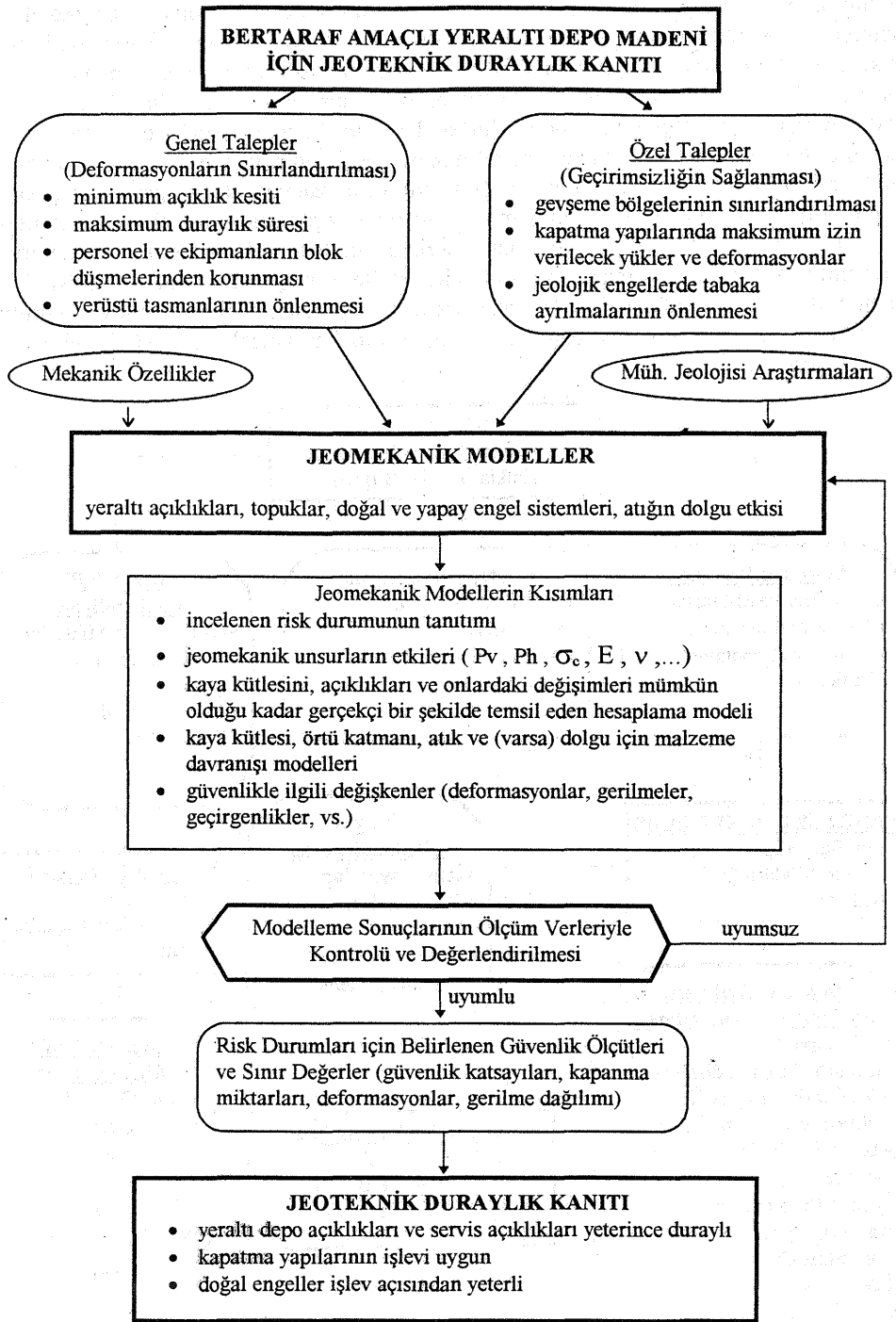
Yeraltı madenlerinde endüstriyel atıkların bertaraf edilmesindeki ana hedef, depolanan zararlı maddelerin sürekli olarak ve depo tekrar bakımdan geçirilmeden biyosferden uzak tutulmasıdır. Bu durum, bir yeraltı atık depolama tesisi işletmeye alınmadan, bulunduğu bölgeye dayalı ve “atık-yeraltı yapısı-çevre kaya” birimlerinden oluşan tüm yapı göz önünde bulundurularak yapılacak bir güvenlik değerlendirmesi ile kanıtlanmak zorundadır. Bu değerlendirmenin temelinde hazırlık, işletme ve işletme sonrası aşamalarda meydana gelebilecek risk durumlarının analizi yatmaktadır. Böyle bir güvenlik planına ait değerlendirmeler; jeoteknik duraylık kanıtı, işletme aşaması için güvenlik kanıtı ve uzun süreli güvenlik kanıtından oluşmaktadır. Almanya’da tehlikeli atıkların teknik yönetmeliğinde (Anon.,1991) sözü geçen güvenlik kanıtları Şekil 4’de bir akım şeması olarak sunulmuştur.

Bir yere özgü değerlendirmeleri kapsayan jeoteknik güvenlik planı, önlemleri ve/veya kanıtlamaları gerektiren ayrı risk senaryolarını ve beklenmedik durumları kapsamalıdır. Güvenlik planı, yeni bilgiler ortaya çıktıkça ve deneyimler arttıkça (örneğin işletme sırasında) güncelleştirilmelidir. Atık bertarafı amacıyla kullanılan bir yeraltı madeninin güvenlik planı; riskleri önlemek ya da azaltmak için önlemleri, tesisin duraylılığını artırmak için alınabilecek (izleme sistemlerine dayanan) olası önlemleri ve kabul edilebilir kalıcı riskleri tanımlamalıdır. Olası riskler, önlenmesi gereken sınır durumlarını tanımlar. Bunlara örnek olarak; maden açıklıklarında yerel çatlakların oluşması, tavan ve yan duvarlardaki / topuklardaki yenilmeler, kaya patlamaları, aşırı deformasyonlar ya da geniş boşluklar nedeniyle oluşan gevşemeler, baraj yapılarının işlevlerini kaybetmesi vb. durumlar gösterilebilir. Güvenlik planı; yük taşıyan yapıların yenilmesini, jeolojik engellerin uzun süreli sağlamlığını, barajlama yapılarının işlevlerini değerlendirmelidir. Bu çerçevede; açıklıkların kısa ve uzun dönemlerdeki kapanma miktarları, çevre kayadaki, kaya kütleesindeki ve örtü katmanındaki büyük ölçekli deformasyonlar ve kaya kütlesi içindeki gerilme dağılımı ile ilgili hesaplamalar ve ölçümler söz konusudur. Potansiyel risk durumları, varsayımlar üzerine kuruldukları ve arazi ölçümleriyle belirlenemedikleri için, matematiksel olarak kontrol edilmelidir. Her bir durum için ilgili modeller geliştirilmelidir. Güvenlik planı içerisinde yer alan jeoteknik duraylık kanıtı için uygulanabilecek yöntem, akım şeması şeklinde Şekil 5’de verilmiştir. Kuramsal kanıtların aydınlatıcılık açısından değeri, hesaplama modelinde kullanılan bağıntılar, basitleştirmeler ve koşullardaki belirsizlikler tarafından kesin olarak etkilenir. Bu bağlamda; hata kaynakları (örneğin; depo tesisinin yapısal tanımlamasındaki, malzeme davranışı modellerindeki, sayısal hesaplama yöntemindeki v.s.) ve sonuçların girdi parametrelerindeki değişimlere karşı duyarlılığı gösterilmelidir (Langer ve Röthemeyer, 1996).

Jeoteknik güvenlik planı ile ilgili değerlendirmelerde uygulanacak ölçütler ve sınır değerler hakkında günümüzde yasalar ve yönetmeliklerde hala kesin ifadeler yer almamakta, ancak çeşitli yayınlarda tavsiye niteliğinde ifadeler bulunmaktadır (DGEG, 1993, 1994). Bunların değerlendirilmesi, yerinde tespit yapan ve evrakları inceleyen bilirkişilere ve kuruluşlara bırakılmaktadır (Martens, 1998).

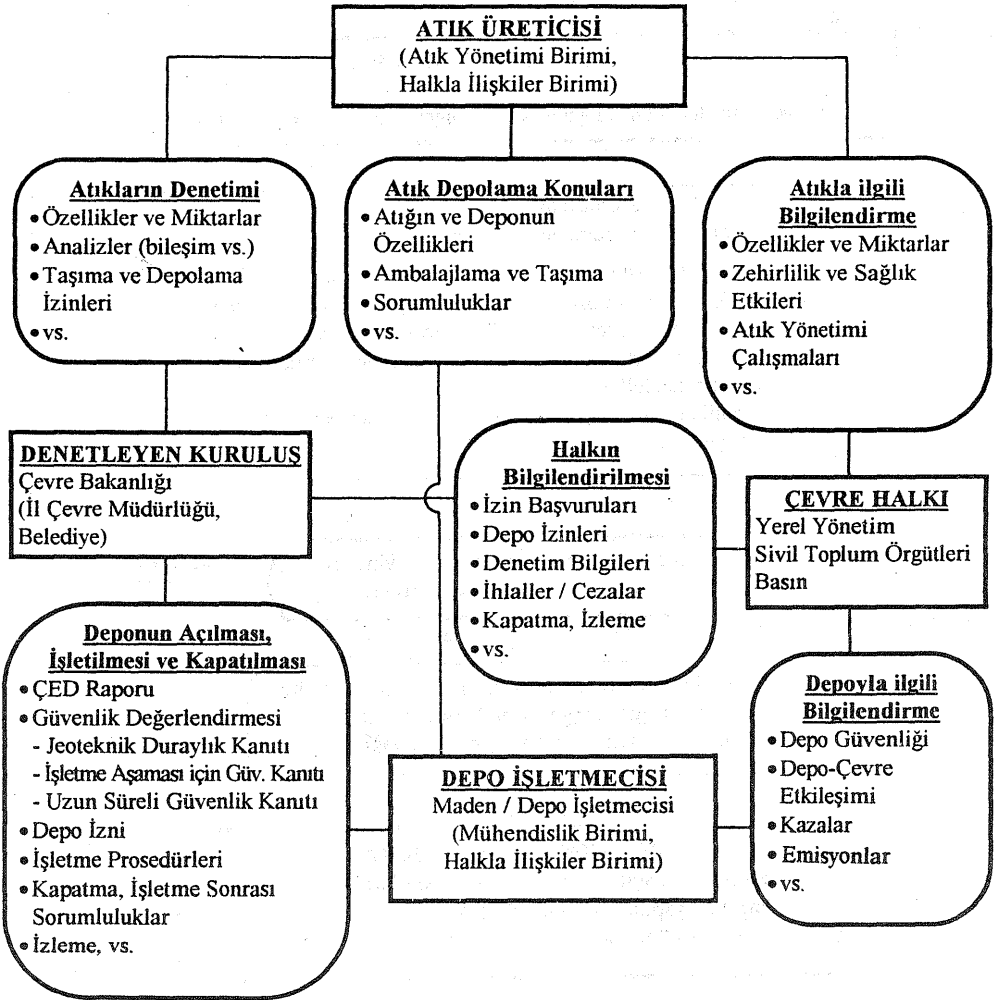


Şekil 4. Bir depo madeni için güvenlik değerlendirmesinin kavramsal şeması.



Şekil 5. Depo duraylığının jeoteknik açıdan kanıtlanması için akım şeması (Lux [1992], DGEG [1993,1994], Langer ve Röthmeyer'den [1996] yararlanarak).

Bunun da en önemli nedeni, atık bertaraf işletmesinin bulunduğu bölge bakımından, bu ölçütlerin önemli oranda farklılıklar gösterebilmesidir. Bu durum ve halk temsilcilerinin de karar sürecine dahil olması, izin alma için gerekli prosedürlerin uzun zaman almasına yol açmaktadır (Martens, 1998). Özellikle, depo amacıyla kullanılması düşünülen madenin yerleşim bölgelerine yakın olması durumunda, yerel halkın da karar verme sürecine dahil olması günümüzde kaçınılmaz bir gelişmedir. Çevre ile ilgili konularda, yerel halkın kaygı ve taleplerinin göz ardı edilmesi, zamanında ve gerektiği şekilde bilgilendirme çalışmalarının yapılmaması, yatırım kayıplarına yol açabilecek stratejik bir hatadır. Bu nedenle, yeraltı madenlerinde endüstriyel atıkların depolanması konusunun hemen her aşamasında, girişimden etkilenecek yerel halkın katkısı/katılımı sağlanmalıdır. Bu amaçla geliştirilen; atık üreticisi, depo işletmecisi, denetleyici kuruluş ve çevre halkı arasındaki etkileşim mekanizmasının kavramsal bir modeli Şekil 6'da sunulmuştur.



Şekil 6. Yeraltı madenlerinde atık depolanmasında, ilgili taraflar arasındaki etkileşim mekanizmasının kavramsal bir modeli (Gerçek et al., 1998).

Kısaca özetlenecek olursa, güvenlik planı içerisinde yer alan jeoteknik duraylık ölçütü başlıca; yıllara dayalı deneyimler, gözlenen jeomekanik olayların kavramsal modellenmesi, “atık-yeraltı yapısı-kaya formasyonu” sistemi ile yalıtımı sağlayacak teknik barajların hazırlık-işletme-işletme sonrası dönemlerindeki taşıma davranışının sayısal yöntemlerle tahmin edilmesi, ve sayısal çözümlemelerden elde edilen sonuçların, yerinde yapılan ölçüm sonuçları ile etkileşim içerisinde, değerlendirilmesine dayanmaktadır.

4. SONUÇ

Endüstriyel atıkların yeraltı madenlerinde depolanması, oldukça kapsamlı çalışmaları gerektiren, yalnızca teknolojik değil aynı zamanda ekonomik ve sosyal içerikli bir konudur. 2000’li yıllarda, bu uğraş alanının, maden mühendisliğindeki kaya mekanikçi uygulamaları arasında ön sıralarda yer alması beklenmektedir. Özellikle, depo güvenliğinin değerlendirilmesi hususu, kaya mekanikçilerin yarım yüzyıla yaklaşan bilgi ve deneyim birikiminden her yönüyle yararlanacaktır.

KAYNAKLAR

Çevre Bakanlığı (1995) *Tehlikeli Atıkların Kontrolü Yönetmeliği*, Ankara, 106 s.

Anon. (1991) Zweite Allgemeine Verwaltungsvorschrift zum Abfallgesetz (TA-Abfall) Teil 1: Technische Anleitung zur Lagerung, chemisch/physikalischen, biologischen Behandlung, Verbrennung und Ablagerung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen.

DGEG (1993) Geotechnik der Untertagedeponierung von besonders überwachungsbedürftigen Abfällen im Salzgebirge-Ablagerung in Bergwerken. Empfehlungen des Arbeitskreises 4 Salzmechanik der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, *Bautechnik*, Heft 12, s. 734-744.

DGEG (1994) Felshohlräume zur Verbringung von Rest- und Abfallstoffen. Empfehlung des Arbeitskreises 29 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, *Bautechnik*, Heft 5, s. 242-264.

Gerçek, H., Hamarat, E. ve Özarslan, A. (1998) Possibilities of waste disposal in abandoned underground coal mines in Zonguldak Region. *Proc. Int. Symp. on Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production SWEMP 98*, Paşamehmetoğlu & Özgenoğlu (eds), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 547-551.

Gerhardt, H., Sitz, P., Wilke, F.L. und Wolff, H. (1997) Zum Problem der Langzeitsicherheit von Untertagedeponien. *Glückauf*, Vol.133, s. 337-342.

Langer, M. and Röthemeyer, H. (1996) Geoscientific and rock mechanical activities for the radioactive waste repositories in Germany: Key issues, status and future plans. *Proceedings of the NARMS' 96: Rock Mechanics Tools and Techniques*, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 1439-1446.

- Lux, K.H.** (1992) Gebirgsmechanische Aspekte bei der Planung und dem Betrieb von Entsorgungsbergwerken. *Deponietechnik und Entsorgungsbergbau*, Fettweiss et al. (Hrsg.), Balkema, Rotterdam, s. 169-190.
- Martens, P.N., Asemann, V, Koch, H. und Marx, H.** (1997) Gegenüberstellung und vergleichende Bewertung unterschiedlicher Konzepte zur untertägigen Deponierung chemisch/toxischer Abfälle. Abschlussbericht des Projektes AKUT Förderkennzeichen 02C01832, Institut für Bergbaukunde I, Aachen, 354 s.
- Martens, P.N.** (1998) Kişisel görüşme. RWTH Institut für Bergbaukunde I, Aachen.
- Rempe, N.T.** (1997) Waste disposal in underground mines. *Mining Engineering*, March, s. 49-52.
- Schade, H.** (1996) Anforderungen und Technische Regeln für die stoffliche Verwertung von Reststoffen/Abfällen. *Glückauf*, Vol.132, s. 371-378.
- Topuz, E., Basu, K. and Karfakis, M.** (1998) Feasibility of an integrated coal mining and waste disposal system. *Proc. Int. Symp. on Environmental Issues and Waste Management in Energy and Mineral Production SWEMP 98*, Paşamehmetoğlu & Özgenoğlu (eds), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 531-542.

ARAZİ BASINCINI DENGEME ESASINA GÖRE ÇALIŞAN TAM CEPHE TÜNEL AÇMA MAKİNALARININ KAZI PERFORMANSINI ETKİLEYEN ZEMİN ÖZELLİKLERİ VE İZMİR METROSU ÖRNEĞİ

GROUND CHARACTERISTICS EFFECTING THE EXCAVATION PERFORMANCE OF FULL FACE EPB MACHINES AND AN EXAMPLE, İZMİR METRO TUNNEL

Hakan TUNÇDEMİR, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü 80626 İstanbul

ÖZET

Özellikle şehirleşmenin yoğun olduğu bölgelerde, akıcı özellik gösteren dolgu zeminler metro ve kanalizasyon gibi altyapı tünellerinin açılmasında büyük sorun yaratmaktadırlar. Bu nedenle son yıllarda arazi basıncının dengelenmesi esasına göre çalışan E.P.B.(Earth Pressure Balance) tam cephe tünel açma makinaları geliştirilmiştir. Bu çalışmada sözü edilen makinaların performanslarını etkileyen zemin özellikleri detaylı olarak ele alınmış ve dünyadaki uygulamalardan örnekler verilmiştir. NATO-TU Excavation araştırma projesi kapsamında, İzmir metrosunda kullanılan E.P.B. tünel açma makinasının performansı yerinde gözlenmiş, çalışma koşulları ve ilerlemeler dünyadaki diğer uygulamalarla karşılaştırılmış ve sonuçlar tartışılmıştır.

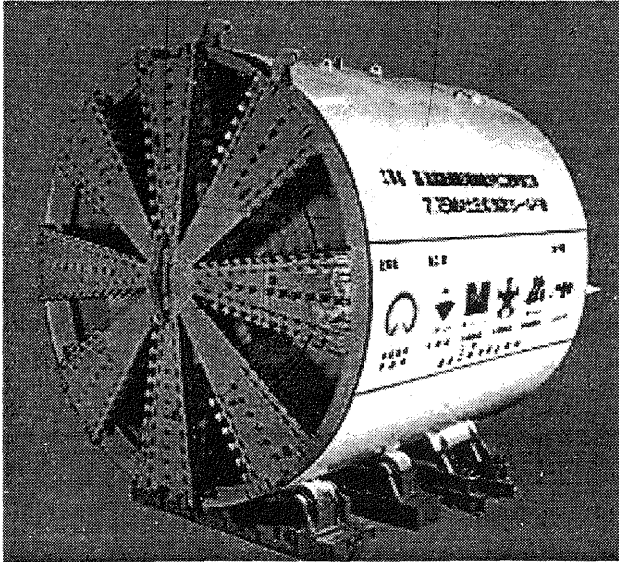
ABSTRACT

The underground water level and loose soil usually cause big problems in sewerage and metro tunnels. To overcome these problems Earth Pressure Balance (EPB) machines are developed and have been used intensively in urban areas. In this paper, ground soil properties effecting The EPB machine performance are given in detail. As a part of NATO-TU Excavation Project the results obtained from EPB machine used in İzmir Metro, are given and compared with the others obtained worldwide.

1. GİRİŞ

Madencilik ve inşaat sektöründe yeraltı yapılarının önemi teknolojik gelişmelere paralel olarak gün geçtikçe artmaktadır. Özellikle yerleşim merkezleri ve büyük şehirlerde metro ve kanalizasyon tünelleri gibi yapıların, açılması sırasında, çevreye ve yer üstündeki yapılara zarar vermemesi için kullanılacak kazı yönteminin seçimi son derece önemlidir. Her ne kadar ilk yatırım maliyetleri yüksek olsa da tam cepheli tünel açma makinaları (TBM) tasman gibi istenilmeyen yeraltı hareketlerini önleme kabiliyeti, daha sessiz, titreşimsiz ve hızlı çalışması nedeniyle günümüzde tercih edilen kazı makineleri haline gelmiştir. Bununla beraber yeraltı formasyonlarındaki çeşitlilik, bu makinelerin prensipte aynı fakat ayrıntıda çeşitli yönlerden farklı olmasını gerektirmiştir. Sert, orta sert, yumuşak ve akıcı formasyonlar için kullanılacak kafa dizaynları ve keski tipleri, makineyi dengeleme sistemleri, tahkimat sistemleri, çıkarılan pasayı taşıma sistemleri çeşitli yönlerden farklılıklar göstermektedir. Sonuçta açılacak yeraltı boşluğu boyunca geçilecek formasyonun önceden tespiti, kullanılacak makinenin seçiminde en önemli faktörlerden biri olmuştur.

Bu bildiride yeraltı su seviyesinin altında kalan ve akıcı formasyonlarda arazi basıncını dengeleme esasına dayanarak kazı yapan makinelerin (EPB) (Şekil1) çalışma prensipleri hakkında geniş bilgi verilmiş, performanslarını etkileyen zemin özellikleri detaylı olarak ele alınmış ve dünyadaki uygulamalardan örnekler verilmiştir. Bu görüş ışığı altında İzmir Metrosu'nda kullanılan EPB tünel açma makinasının performansı yerinde gözlenmiş, ilerlemeler diğer uygulamalarla karşılaştırılmış ve sonuçlar tartışılmıştır.



Şekil 1. Bir arazi basıncı dengeleme makinası

2. EPB MAKİNALARININ ÇALIŞMA PRENSİPLERİ

Arazi basıncını dengeleme esasına göre çalışan EPB makinaları ilk olarak Japonya'da 1960-70'li yıllarda görülmeye başlamıştır (Maidle, 1996). Yapışkan olmayan ortamlarda ve yeraltı su seviyesi altında bulunan zeminlerde ilerlemeler sırasında stabilite kaybı kaçınılmazdır. Genellikle bu gibi alanlarda ve kendini kısa süreli bile tutamayan kayaçların kazısında bu makinadan faydalanılır. Temel çalışma prensibi su gelirini veya arazi akmasını kontrol etmek amacıyla ayna boşluğunun kapalı bir hacim haline getirilerek basınç altında tutulması, "bizzat arazi ve içindeki su basıncı etkisiyle, kesme kafası ve ayna boşluğunda doğal bir basıncın oluşmasına imkan verilmesi" diye tanımlanabilir (Friant, 1994). Bir başka deyişle amaç kazılan malzemenin kesici kafa haznesini doldurması ve tüm yüzeyi desteklemesidir. Bu destekleme basıncının tünel kalınlığındaki doğal arazi basıncını karşılayacak bir değerde ayarlanması gerekir. Bu makinalar 10 bara (1 MPa) kadar ulaşan basınç altında çalışabilecek şekilde yapılabilirler. En iyi çalışma koşulları arazi nemlilik oranının % 10-15 veya daha az olduğu durumlardır.

EPB makinesi çok sert kayaçlardan (diskli) çok yumuşak olanlarına (kalem kesikli) kadar, değişik kayaç ve zemin formasyonlarında kullanılmak üzere tasarımılandırılabilirler. Çalışmalarındaki basitlik ve uygulama alanlarının genişliğinden dolayı, giderek çamur makinelerinin (slurry machines) yerlerini almaktadırlar.

Makineler çoğu defa çok amaçlı kullanılabilirler. İstendiği anda tek veya çift şiltli olarak kullanılabilirler. Keza arazinin durumuna bağlı olarak kapalı (basınç altında) veya açık (atmosfer basıncında) çalışabilecek duruma da kolayca getirilebilirler. Böylece, derin bir deniz altında çalışan bir makine, basınçlı bir damar veya fay zonuna rastlamadığı sürece, çift şiltli, açık bir konumda çalışabilmektedir. Gerektiğinde de çok çabuk olarak kapanabilmekte ve gerçek bir EPB makinesi olarak çalışmaya başlamaktadır.

Bir EPB makinasında kazılan malzeme bir vida konveyör vasıtası ile kesici kafa haznesinden çıkarılır. Kazı bölgesindeki arazi basıncı azalmalarını ve bu yüzden oluşacak oturmaları engellemek için malzeme aktarımının kontrollü bir şekilde yapılması gereklidir. Bu yüzden vida konveyörün hızı malzeme çıkış hızını kontrol etmek için ayarlanabilir. İstenilen bir şekilde vida hızı ayarlaması bilgisayarlı bir monitörden izleme sistemiyle yapılabilir. Dengeli ve güvenli bir kazı yapabilmek için malzeme çıkış hızının makina ilerleme hızına eşit olması gerekir. Böylece zemin oturmalarına yol açabilecek fazla malzeme çıkışına izin verilmez. Eğer ortamda bulunan suyun basıncı atmosfer basıncının üzerine çok fazla çıkarsa bazı basınç kilitleri

gerekli olabilir. Basınç kilitleri vidanın bir yanından diğerine doğru bir patlamayı önlemek için gereklidir ve vidanın çıkış kapısında konumlandırılır.

EPB makinalarında diğer metotların aksine ikincil bir destekleme metodu kullanılmaz (sıkıştırılmış hava, süspansiyon). Akıcı formasyon döner kafadaki kesiciler tarafından kazılır. İttirme kuvveti aynaya kazı haznesinin doldurulmasıyla meydana getirilen basınç duvarı yoluyla transfer edilir. Böylece kazı bölgesinde kontrolden çıkmış bir şekilde malzeme akışı engellenmiş olur. Kazı bölgesindeki formasyon uygulanan itirme kuvveti nedeniyle daha fazla yük alamadığı anda denge sağlanmış olacaktır. Formasyonu destekleme basıncı, sağlanan dengenin üzerine çıkarılırsa kazı bölgesindeki akıcı formasyon çok daha sağlam bir hale gelecektir. Eğer açılan tünel yeryüzüne yakınsa çok fazla uygulanan itirme basıncı sebebiyle kabarmalar meydana gelebilir.

Tünel boyunca taşıma, bant konveyörlerle, vagonlarla, damperli kamyonlarla ya da borular içerisine taşınmayı kolaylaştıran bir katkı maddesi ekledikten sonra katı taşıma pompaları yardımıyla yapılabilir.

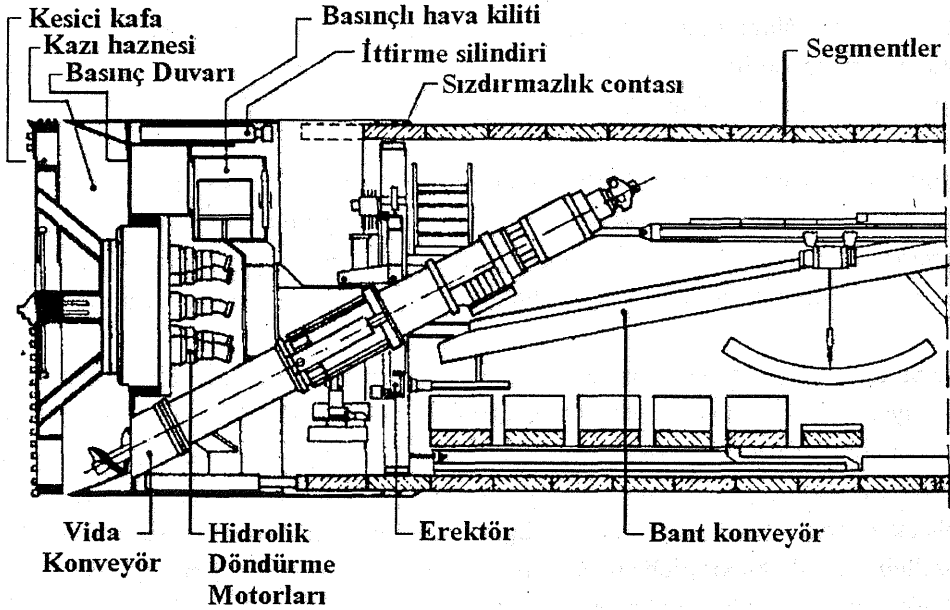
EPB çalışma prensiplerine bağlı olarak çeşitli isimler alır: Malzeme Hapsedici Şiltleri (Soil Confinement Shields), Su Basıncını Destekleme Şiltleri (Water Pressure Balance Shields), Yüksek Yoğunluktaki Çamur Şiltleri(High Density Slurry Shields) ve Çamur Şiltleri(Mud Shields).

Eğer malzeme, destekleme basıncını sağlayabilecek durumda ve vida konveyörle taşınacak kıvamda değilse çeşitli kıvamlaştırıcı katkı maddeleri eklemek gerekebilir. Standart durumda, çeşitli katkı maddeleri kayaca ya kazı aynasında iken direkt olarak ya da kesici kafa haznesine alındıktan sonra enjekte edilir fakat verimlilik açısından en iyisi birinci seçenektir. Bu maddeler 3 amaç için malzemeye enjekte edilir:

- Malzemenin akışkanlığını artırarak kesici kafa ve vida konveyörden geçişini kolaylaştırmak,
- Kesici kafadaki herhangi bir boşluğu doldurmak ve stabiliteyi sağlamak,
- Kazılan kaya eğer geçirgense su fişkirmasını önleyen hemen hemen sızdırmaz bir engel oluşturmak.

EPB makinasının kazı anında çalışma aşamaları da şu şekilde gerçekleşmektedir: Şekil 2'de elemanları görülen bir EPB makinasında öncelikle kesici kafanın döndürme motorları ile döndürülmesi ve kesici kafaya itirme silindirleri ile araziye destekleyecek kadar ya da biraz daha fazla kuvvet verilmesiyle akıcı alüvyal zemin kazı haznesine dolmaya başlar. Kazı haznesi tamamen dolduktan sonra istenilen destekleme ortamı yaratılır ve kazılan malzeme vida konveyör yardımıyla normal basınçtaki bölgeye

alınmaya başlanır. Burada vida konveyörün en önemli görevi aynada oluşturulan basıncın kademeli olarak düşürülmesi ve normal basınca indirilerek düzenli bir malzeme çıkışının sağlanmasıdır. Vida konveyörün çıkış kapısından bant konveyöre boşalan malzeme kuyruk bölümünde bekleyen vagonlara ulaşır ve buradan da kuyu ağzına gönderilir.



Şekil 2. Arazi Basıncı Destekleme Şilti Kesit Görünümü ve Elemanları (Özdemir, 1992)

Eğer kazı sırasında istenilen miktarda malzeme geliri olmuyorsa yani malzeme yerine su geliyor veya zeminin fazlasıyla kuru olması nedeniyle vida konveyörden malzeme geçişi mümkün olmuyorsa, kazı aynasına doğru malzemeyi daha kaygan yapan ve böylece su geçişini engelleyen bir katkı maddesi enjekte edilmesi gerekebilir. Kazı ilerlerken şildin tam arkasına taşıyıcı raylarla getirilen beton segmentler erektörler yardımıyla yerleştirilirler. Bu arada segmentler ve zemin arasında kalan -şilt kalınlığı kadar olan- boşluklar ya da aşırı sökümler yüzünden oluşan boşluklar şilt üzerinden yapılan bentonit enjeksiyonlarıyla doldurularak kapatılırlar.

3. EPB MAKİNELERİNİN KULLANILDIĞI FORMASYONLAR VE ÖZELLİKLERİ

3.1 Formasyonlar

Bir EPB makinası şimdiye kadar genellikle kil, silt, kum, çakıl, dolgu malzemesi ve bunların birbirleri içerisindeki aralanmalarının bulunduğu, zemin özelliği gösteren

özelliklere sahip değilse, vida konveyör içerisinde kayganlaştırıcı ve viskoziteyi artırıcı katkı maddeleri, -doğal olarak vida konveyör içerisindeki basınçtan daha yüksek bir basınçla- enjekte edilirler. Bu durumda vida konveyör içerisindeki malzemenin basıncı bir miktar artacak ancak daha sonra malzeme kayganlaştığı ve yoğun bir hale geldiği için basıncı enjeksiyon yapılmayan durumdakinin altına kadar düşecektir. Vida konveyördeki malzeme çıkış kapısı eğer ağırlık ayarlı bir kapı ise, malzeme basıncı hemen kapı gerisinde biraz artış gösterebilir. Bununla beraber enjeksiyon yapılmadığı durumda malzeme basıncı vida konveyörün yivleri sayesinde yavaş yavaş azalır ve boşaltma kapısı ağızda ortam basıncı seviyesine kadar iner. Sonuçta önemli olan nokta aynada var olan basıncın kontrollü olarak azaltılması ve istenilen miktarda malzemenin çıkışına izin verilmesidir.

Düşük yoğunlukta bir pülp içeriğine sahip killi silt, siltli kil zeminleri EPB şiltlerinin kullanımı için mükemmel bir ortamdır. Zeminin kıvamına bağlı olarak ya hiç su gerektirmez ya da çok az miktarda gerektirir. Kazı haznesindeki karıştırma cihazları sayesinde çok yapışkan bir zemin bile plastik bir malzemeye dönüştürülebilir. Yüksek bir kum yüzdesi bulunan formasyona su eklenmesi çok fazla verimli değildir çünkü kumun içsel sürtünme açısını azaltmak mümkün değildir ve su eklenince arazi çamurunun kumla beraber oluşturduğu karışımdan ayrılma tehlikesi vardır. Aşırı su geçirgenliği vida konveyör bağlantılarını çok problemli bir hale sokar. Kaçan parçacık oranı bentonit ve kil süspansiyonları eklenerek dengelenmek zorundadır. Böylece deliklerdeki suyun geçişi, şişen süspansiyon yardımıyla ve su geçirgenliği azaltılmış, çok iyi özelliklere sahip plastik bir kek haline dönüştürülen kazılmış malzeme yardımıyla engellenir. Suyu absorbe eden bir polimer süspansiyonunun enjekte edilmesiyle çok iyi sonuçlar elde edilebilir. İçsel sürtünme, çamur basıncıyla kazı haznesi sıkıştırıldığı zaman tane üzerindeki efektif gerilmelerin azaltılmasıyla (artan boşluk suyu basıncı) düşürülür.

Ortamdaki su, taşıma ve destekleme işlemini gerçekleştirdiği zaman aynada bir filtre kekinin var olamayacağı bilinmelidir. Bu yüzden basınçlı kazı haznesine girildiği zaman büyük bastırma tehlikeleri mevcuttur ve zemin suyunun güvenilir kontrolü kolay kolay mümkün olmayacaktır.

Başarılı bir EPB işlemi, makina ilerleme hızını ayarlamak için kesici kafa haznesinden akışın çok iyi kontrol edilmesine ve aynı zamanda aynadan su gelisinin engellenmesine bağlıdır. Aynadan dışarıya doğru su akışı hem aynada hem de kesici kafa ve vida konveyör içerisinde boşluklar meydana gelmesine yol açar. Bu istenilen miktarda malzemenin taşınmasını engeller ve birim zamanda taşınması gereken malzemenin düşmesine neden olur.

Bu durumda malzemenin su geçirgenliği büyük önem kazanmaktadır. Kazılan malzemenin su geçirgenliği topraktaki doğal parçacıkların (kazılan kaya içerisinde 200 meş yani 0.074 mm den daha az olan malzeme miktarı) ya da silt ve kil formasyonlarının oranına bağlıdır. Arazi uygulamaları göstermiştir ki eğer bu oran %15 den daha azsa, bir bentonit kili ya da benzer özellikte bir malzeme su bazlı çamur şeklinde ortama enjekte edilmelidir. Kazılacak malzemenin her birim hacmi için enjekte edilecek katkı miktarı 0.074 mm den daha küçük parçacıkların o yerdeki yüzdesi baz alınarak hesaplanır. Gereken çamurun hacmini azaltmak için yoğunluğun mümkün olduğu kadar yüksek tutulması gereklidir ancak viskozitenin pratik bir limiti vardır. Pratikte 1.4 gr/cm³ yoğunluğu iyi bir değer olarak bulunmuştur. Bentonit, sıradan kil ve suyu birleştirmek için en uygun oran 16:40:75 tir. Kil çamurlarına bir alternatif özel bir şekilde geliştirilmiş polimer jel ürünleridir. Bu işlem için gerekli olan çamurun her birim hacmi için gereken jel miktarı çok daha az miktardadır.

4. DÜNYADAKİ EPB UYGULAMALARI

Dünyada bir çok EPB uygulaması vardır. Bunlardan Türkiye’de bulunanları Çizelgel’de verilmiştir.

Bunlardan biri 5.4 m çaplı bir EPB Fransa’da Bordeaux şehrinde karstik kireçtaşı olan formasyonda kazıya başlamıştır. Kesici kafa pik ve disk keskilerle donatılmış EPB’nin günde 16 saatlik bir çalışma ile en iyi ilerlemesi 15.6m, en iyi haftalık ilerleme 54m olmuştur. Her biri 16 saat olan 4 üretim günü herhangi bir arıza olmaksızın tamamlanmıştır. TBM iki kanalizasyon ve hızlı tren tüneli altından hiçbir tasman olayı olmaksızın kazasız geçmiştir.

İtalya Valencia da açılan tünelde kullanılan EPB makina Çizelgel’den de görüleceği gibi aynı zamanda İzmir metrosunda da kazı işlemini sürdürmektedir. Formasyon hemen hemen aynı olmasına rağmen Valencia da en iyi günlük ilerleme 8m iken İzmir de 21.6m ye kadar çıkmıştır. Çizelge 1’deki veriler, formasyona ve tünelin boyutlarına göre bir EPB makinasının nasıl boyutlandırılacağını göstermesi açısından da önemlidir.

İtalya Milano’da bir nehir altında Passante Ferroviario’da akıcı-kumlu-çakıllı sulu mercleklerin bulunduğu bir formasyonda kullanılan EPB makinasının çapı 8m, uyguladığı en yüksek itirme kuvveti 5510t, kesici kafa torku 900tm, kesici kafa gücü 110kW makinanın ilerleme hızı 70mm/dak olmuştur. Oluşan oturma toleransları ise 7mm olarak hesap edilmiştir.

Japonya Taipei metrosunda iri kil silt kum karışımı bir formasyonda kullanılan 6.1m dış çaplı EPB makinasının en iyi günlük ilerlemesi -24 saat çalışarak- 16m olurken en iyi haftalık ilerlemesi de 76m olmuştur. Oluşan oturmalar 20mm'nin altında kalmıştır.

Çizelgel EPB uygulamaları (Wallis, 1994, 1995) (Yüksel, 1998).

Uygulandığı Yer	Fransa Bordeaux	İtalya Valencia	Türkiye İzmir
Formasyon	Alüvyal kumlu Karstik Kireçtaşı	Kil-Silt-Çakıl	Kil-silt-kum- çakıl
Dış Çapı (m)	5.4	6.5	6.5
Toplam Uzunluk (m)	75	74	74
Vida Konveyör (Uzunluk×çap)	2 parçalı 7.5m×200mm	12m×700mm	11.5m×700mm
İtme Kapasitesi (ton)	3000	4300	4300
Silindir Stroku (m)	1.2	1.7	1.7
Kesici Kafa Gücü (kW)	650	800	800
Kesici Kafa Torku (ton×m)	330	500	500
Dönüş Hızı (devir/dk)	0-6	0-3	0-3
Enjesiyon	Köpük+bentonit	Köpük+bentonit	Köpük+bentonit
İlerleme Hızı (mm/dk)	60-75	60	60
En iyi günlük ilerleme (m)	15.6	8	21.6
En iyi haftalık ilerleme (m)	54	-	103.2
Kafa Basıncı (MPa)	0.1	0.3	0.3
Tahkimat	Prekast beton	Prekast beton	Prekast beton
Nakliyat	Bant+lokomotif	Bant+lokomotif	Bant+lokomotif
Oturma (mm)	<20	<25	-

Yine ABD'de South Bay'da açılan bir tünelde 3.9m dış çapındaki EPB makinasının uyguladığı en büyük itirme kuvveti 2000t, kesici kafa torku 150tm, kesici kafa gücü 115kW, kesici kafa dönüş hızı ise 2.4dev/dak olmuştur. Bu özelliklere sahip makinenin net ilerleme hızı 20.5mm/dak, en iyi günlük ilerleme hızı da 30.5m olarak saptanmıştır.

5. İZMİR METROSU ÖRNEĞİ

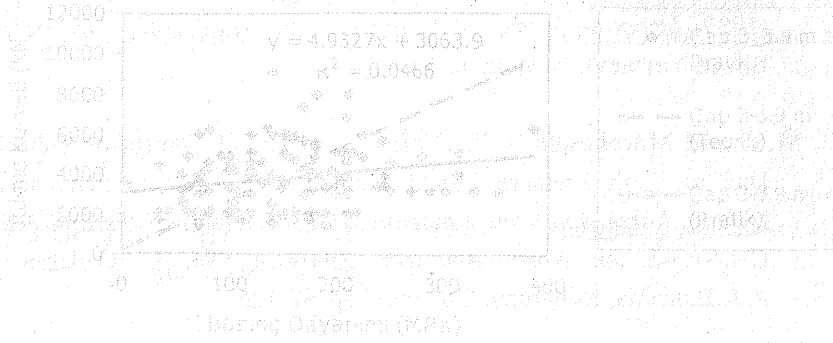
İzmir Metrosu Basmane-Konak arası yaklaşık 10m derinlikte ikiz tüneller olarak inşa edilmektedir. Tünel güzergahı boyunca yapılan jeolojik etüdlerle formasyonun Kil-Silt-Çakıl-Kum ve bunların aralanmalarından oluştuğu tespit edilmiştir. Bununla beraber zeminin en üst kısmını yapay dolgu oluşturmaktadır. Hemen hemen aynı formasyonda Valencia'da kazı yapan ve çizelge 1'de özellikleri görülen bir EPB makinesi kazı için seçilmiştir. Tünel uzunluğu yaklaşık 3000m Tünel dışçapı 6320mm iç çapı 5720mm segment kalınlığı 300mm segment uzunluğu 1200mm dir. Tünel kaplaması 7 adet prekast segment ve bir kilit taşından oluşmaktadır. Kesici kafa çapı 6520mm olup 14 takım itme silindileri ile aynaya en çok 3 bar (0.3MPa) basınç uygulayacak şekilde itilmektedir. Bu teknik verilere sahip makine ile Basmane-Çankaya istasyonları arasında kalan 590.4m lik ikiz tünellerin 2. hattında elde edilen kazı sonuçları da Çizelge 2'deki gibi olmuştur.

Çizelge 2. İzmir Basmane-Çankaya Tüneli 2.hat kazı sonuçları (Hacıislamoğlu, 1998).

Satır No	İşlem	Sonuç Cinsi	Sonuç Miktarı
1	-	En iyi günlük ilerleme (m)	21.6
2	-	En iyi haftalık ilerleme (m)	103.2
3	-	Toplam ilerleme (m)	590.4
4	-	Toplam kazı süresi (dk)	59040
5	-	Toplam ilerleme süresi (dk)	21195
6	(3/4)	Ortalama ilerleme hızı (mm/dk)	10
7	(3/5)	Net ilerleme hızı (mm/dk)	27.86
8	-	Teorik makina ilerleme hızı (mm/dk)	60
9	-	Toplam ring yerleştirme süresi (dk)	14165
10	-	Toplam gereksinimleri bekleme süresi (dk)	15655
11	-	Yemek Molası (dk)	4920
12	-	Diğer gecikmeler (dk)	3105
13	(9+10+11+12)	Toplam Gecikmeler (dk)	37845
14	(5/4)	Makinadan faydalanma oranı (%)	35.89

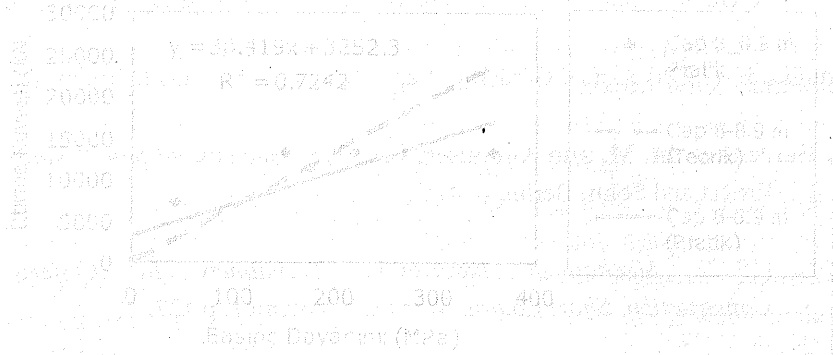
Çizelge 2 de bulunan değerler kazı yapılan vardiyalarda yüklenici firmalar tarafından tutulan vardiya raporlarından çıkarılmıştır. Makina 12 saatlik 82 vardiya kazı yapmıştır. Katkı maddelerinin ve segmentlerin kuyruk kısmına vagonlarla getirilene kadar geçen süre çizelgede "Toplam gereksinimleri bekleme süresi" olarak adlandırılmıştır. Makina temizliği, bir sonraki kazıya hazırlık ve makina kuyruk kısmında bulunan bant, erektör, vinci ve enjeksiyon pompası gibi aletlerin arızası da "Diğer gecikmeler"e karşılık gelir.

Basınç Dayanımı-Türme Kuvveti (Çap 3-3.9 m)



Basınç Dayanımı (MPa)

Basınç Dayanımı-Türme Kuvveti (Çap 8-8.9 m)



Basınç Dayanımı (MPa)

Şekil 11. Basınç dayanımı-türme kuvveti ilişkisi (Çap 8-8.9 m)

5.3. Basınç Dayanımı-Tork İlişkileri

Bu bölümde, elde edilen basınç dayanımı ve tork verileri, 3-3.9 m ve 8-8.9 m çapları için ayrı ayrı değerlendirilmiştir. 3-3.9 m çapı için, elde edilen veriler ve 5.4 no'lu bağıntıya dayanarak, regresyon ve istatistiksel analizler yapılmıştır. 3 m'den 8 m'ye kadar olan makine ve makineye ait tork ile o torkün geçildiği kayacın formasyonunun basınç dayanımı arasında anlamlı bir korelasyon yoktur. Burada bu boyutları arasında ki ilişkiyi belirlemek amacıyla torkün kullanımı değerlendirildiği ve belirli bir kayacın formasyonuna göre dayanımlarının ortaya koymaktadır. 3-3.9 m çap için tork birimi şekil 12 de verilmektedir. Bunun yanında çapları 8 – 8.9 m arasında olan makineyle ilgili analizler formasyon basınç dayanımı ile makinein torku arasındaki ilişki çok belirgindir. Burada bu makinenin çok özel olarak belirli bir formasyona uygun olarak tasarlandığını göstermektedir. 8 m çap için örnek şekil 13 de verilmektedir.

BOLU TÜNELİNDEKİ ZAMANA BAĞLI DEFORMASYONLARIN KÖKENİ VE GELİŞİMİNE İLİŞKİN ÖRNEKLEMELER

EXAMPLES ABOUT THE ORIGIN AND DEVELOPMENT OF THE TIME DEPENDENT DEFORMATIONS AT BOLU TUNNEL

Prof. Dr. Mahir VARDAR , İTÜ Maden Fakültesi, 86626 Maslak, İstanbul
Arş. Görv. Cenk KOÇAK , İTÜ Maden Fakültesi, 86626 Maslak, İstanbul
Yük Müh. Faik TOKGÖZOĞLU, Yüksel-Rendel Bolu Tüneli Şantiyesi, Bolu

ÖZET

Gümüşova-Gerede Otoyolu, Bolu Dağı Tüneli Asarsuyu (W) ve Elmalık (S) ağzlarından çift tüpte karşılıklı ilerlenerek açılmaktadır. Tünel açımı sırasında yaşanmış güçlüklerin nedenlerini ve *jeolojik koşullar ile açma yöntemi arasındaki karşılıklı etkileşimleri* anlamak ve uygulamaları geliştirmek üzere değişik yerlerde özel araştırma çalışmaları sürdürülmüştür.

Bu bildiride; Elmalık Ağzında bulunan ölçüm kesitinde yapılmış olan optik okumalardan, tek nokta ve üç noktalı çubuk ekstansometrelerden, gerilme hücrelerinden elde edilen verilerden yararlanılarak varılan başlıca sonuçlar özetlenmektedir.

ABSTRACT

Bolu Tunnel, which is a double tube tunnel of Gümüşova-Gerede Motorway connecting the capital city of Ankara to metropolitan city of Istanbul is excavated by two portals Asarsuyu (W) and Elmalık (S). While the excavation procedure continues, in order to understand the difficulties and the *interaction between geological conditions and tunneling methods*, special investigations has been conducted at different sections.

In this paper; the major results are summarized based on the estimated data collected from optical readings, single and triple point extensometers and load cells located at the Elmalık side of the tunnel. As a result, the development of time dependent loosening, of the rock mass around the tunnel at different depths shows the decreasing stability of the tunnel.

çıkarılması ve anlaşılması, projelendirmede olduğu kadar uygulama sırasında da en önemli konular arasındadır. Aşağıda, tünel projelerinde dikkate alınması gereken gerilme türleri, kaynaklarına göre sıralanmıştır:

- I. Kayaç örtüsünün kalınlığına bağlı basınçlar :Litostatik gerilmeler
- II. Tektonizmaya bağlı basınçlar :Tektonik gerilmeler
- III. Kayaçların gevşemesine bağlı basınçlar :Psödoplastikleşme gerilmeleri
- IV. Kimyasal-fiziksel kökenli genişleme basınçları :Kabarma-şişme gerilmeleri
- V. Yapılaşma yükleri :Yapay etmen gerilmeleri
- VI. Servis yükleri :Hizmet gerilmeleri

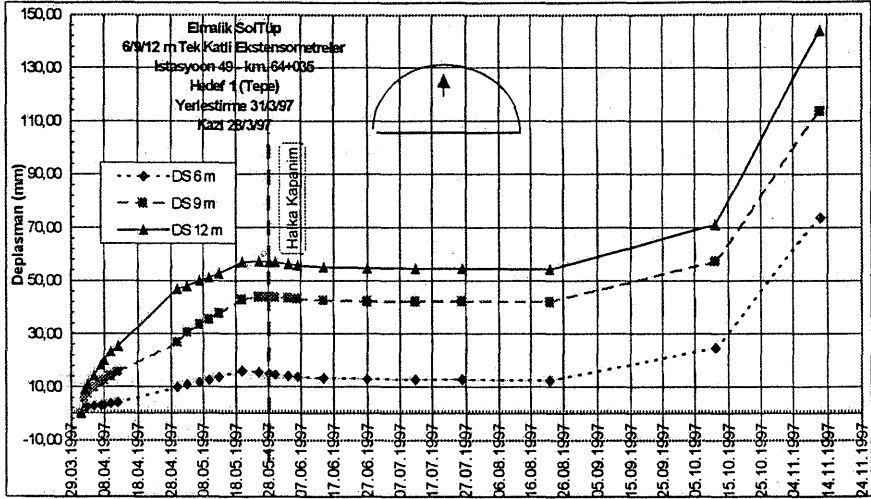
Bunlardan ilk ikisi primer (doğal, ilkel) gerilme durumunu oluşturmaktadır. Yeraltı kazısıyla birlikte ilk gerilme ortamı bozulmaktadır. Böylece; mevcut gerilmeler kayacın gevşemesine bağlı olarak yer, yön ve şiddet değiştirerek zamanla ikincil (sekonder) gerilmelere dönüşmektedir. İkincil gerilmeler proje hesaplarında ilkel gerilmelerden türetilen gerilmelerdir. Dolayısıyla, doğrulukları primer gerilmelerin ve kullanılan parametrelerin ne kadar doğru saptandığına ve dönüşümde yararlanılan yaklaşımların ve bağıntıların ne oranda gerçeği yansıttığına bağlıdır.

Kaya ideal-elastik bir malzeme olsaydı, ikincil gerilme-deformasyon durumunun kazının tamamlanması ile birlikte son şeklini almış olması gerekirdi. Oysa, arazi ölçümleri kazı dolayındaki deformasyonların zamana bağlı olarak ve farklı hızlarda geliştiğini kanıtlamaktadır. Bu ikincil gerilme ve deformasyon durumunun, bilinen bir primer gerilme durumundan yola çıkarak ve zaman faktörünü de dikkate alacak şekilde bulunması ve denetlenebilmesi tünelcililiğin bilimsel temelini oluşturmaktadır. İkincil gerilmeler uygulama aşamasının gerilmeleri olduğundan, projede hesaplananlarla (veya kabul edilenlerle) arazide oluşan ve ölçülen gerilmelerin birbirleriyle karşılaştırılması ve geçerliliğin kanıtlanması gerekir. Aksi takdirde, ya aşırı boyutlandırma ya da duraysızlık kaçınılmaz olur.

Kayaçların mineralojik bileşimi, petrokimyasal yapısı ve dokusu, teknik girişim sırası ve sonrasındaki su-hava etkisi ve yük kalkmasına bağlı gerilme boşalması gibi nedenlerle fiziksel ve/veya kimyasal kökenli hacımsal değişimlere de uğrayabilir. Sonuçta, büyük kabarma-şişme basınçları veya erimeye bağlı göçme olayları meydana gelebilir. Daha tünel açımı sırasında ortaya çıkabilen bu olumsuzluklar, dikkate alınmadıkları veya yeterince anlaşılamadıkları takdirde, zamanla bir türlü başedilemeyen tünelcilik sorunlarına dönüşebilmektedir. Üçüncül (tersiyer) gerilmeler olarak da bilinen bu gerilmeler, ileride gelebilecek yeni yapılaşma yükleri ve servis yükleri ile birlikte tünel statiginde ayrıca belirleyici olurlar. Şekil 2 de P_a olarak simgelenen yük, yukarıda özetlenen tüm yüklenme koşullarının bileşkesi olarak anlaşılmalıdır. Şekilde görüldüğü gibi, deformasyon kontrollü bir projede çalışırken, zaman kullanımına özen gösterilmeli, güvenli sağlamaştırma ve destekleme, deformasyon pekleşmesi nedeniyle yük azalmasının yaşandığı dönemde yapılmalı, aksi takdirde, kararlı ve hızlanan deformasyonların bulunduğu bölgelerde yapılacak sağlamaştırmaların riskli dönemde yapılacağı bilinmelidir (Şekil 2). (VARDAR, M., 1995)

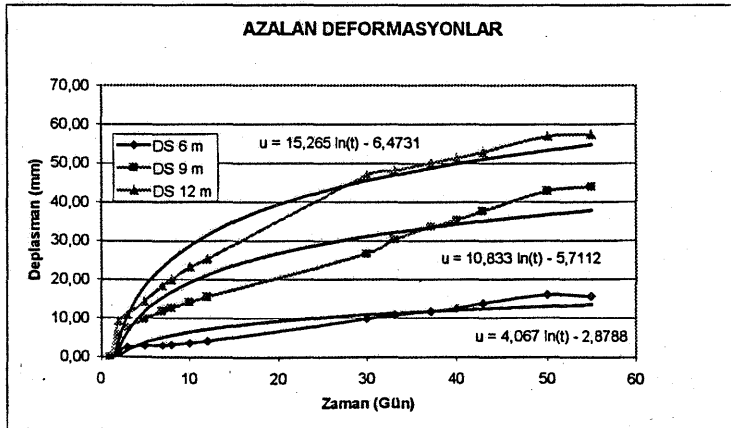
deformasyonların, halka kapanımından sonra, alınan önlem ve destekleme çalışmaları ile denetim altına alındığı ve halka kapanımından yaklaşık 80 gün sonra hızlanarak arttığı görülmektedir.

Konunun belirlenleştirilmesi amacıyla, bu Deformasyon-Zaman ilişkisi davranış bakımından farklılık gösteren üç bölgeye ayrılmıştır. Bunlar; azalan deformasyonlar, sabit hızla süren veya artmayan deformasyonlar ve bir süre sonra hızlanarak artan deformasyonlara ilişkin aşamalarıdır. Deformasyonların gelişimi 0-6 m, 6-9 m, 9-12 m'ler için ayrı ayrı belirtilmiştir.



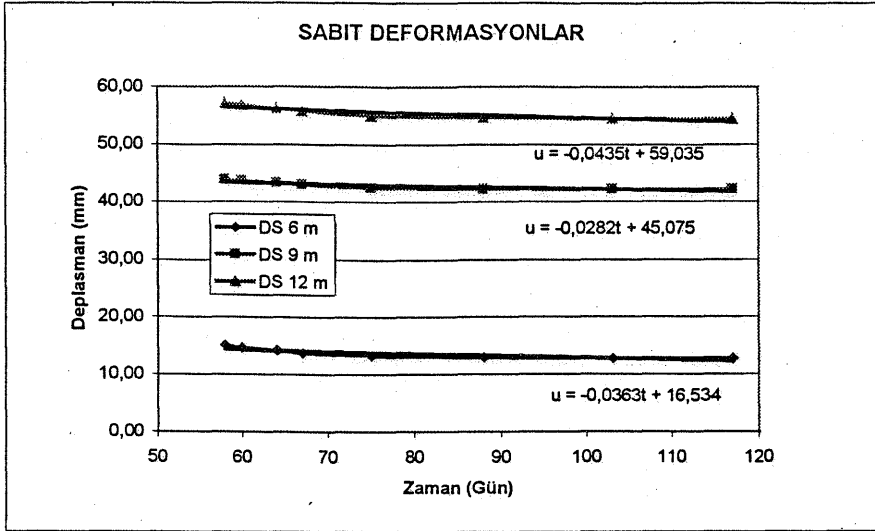
Şekil 3. Km 64+035 (istasyon 49) 'da tavandaki deformasyonların zamana bağlı gelişimi.

Şekil 4'te açım (kazı ve destekleme) işlemleri sırasında deformasyonların püskürtme beton, çelik iksa, hasır donatı ve çok sayıdaki ankrajlama ile denetlenebildiğini ve durdurulabildiğini göstermektedir.



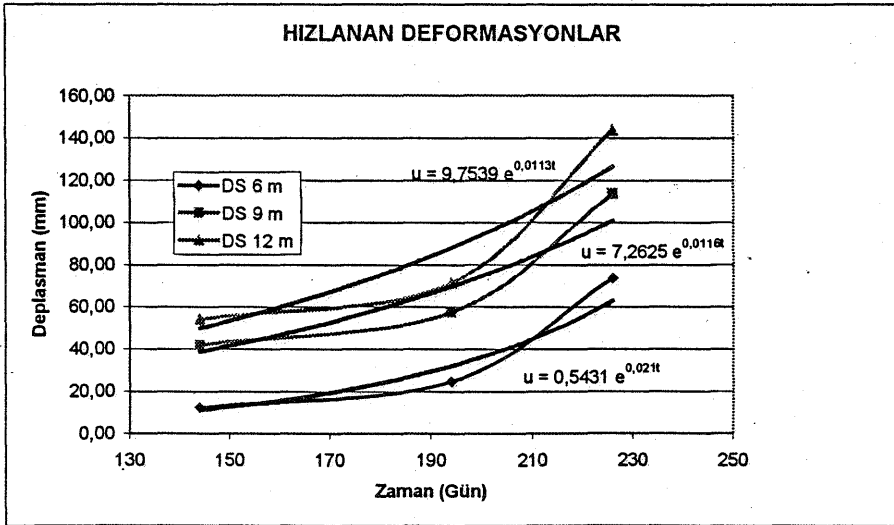
Şekil 4. Azalan deformasyonların zamana bağlı değişimi ve sayısal bağıntısı

Şekil 5'te halka kapanımı ile birlikte denetim altına alınan deformasyonlar görülmektedir.



Şekil 5. Sabit hızlı deformasyonların zamana bağlı değişimi ve sayısal bağıntısı

Şekil 6'da ise durdurulabildiği sanılan deformasyonların bir süre sonra nasıl artmaya ve hızlanmaya başladığı görülmektedir.



Şekil 6. Hızlanan deformasyonların zamana bağlı değişimi ve sayısal bağıntısı

Bu ilişkilere sayısal-matematik çözümler getirmek ve buna dayanılarak da tünelde oluşabilecek deformasyonların önceden hesaplanarak belirlenmesine çalışmak doğru olanıdır. Bu şekilde bulunan bağıntıların ancak elde edildikleri jeolojik ve teknik koşullar için geçerli olduğunu dikkate alarak, bunların kayanın reolojik davranışını yansıtan öğretici ve deneyim kazandırıcı sonuçlar olduğu bilinmelidir. Ancak genelleştirilmiş ifadeler şeklinde verildiğinde, bu bağıntıların kullanılabilirliği daha da artmakta, fakat eşitliklerde yer alan katsayıların belirlenmesi amacıyla da düzenli gözlem ve ölçümler kaçınılmaz olmaktadır. (VARDAR, M., 1994)

Aşağıda bu bağıntılar genelleştirilmiş şekilleriyle verilmektedir;

1- Pekleşme Aşaması (Sönümlenen Deformasyonlar)	$\ln u_{v,h} = a_{pri} \ln t + k_{pri}$
2- Kararlı Akma Aşaması (Sabit hızlı Deformasyonlar)	$u_{v,h} = a_{sec} t + k_{sec}$
3- Yenilme Aşaması (Hızlanan Deformasyonlar)	$u_{v,h} = k_{ter} \exp(a_{ter} t)$
veya	$u_{v,h} = k_{ter} \exp(a_{ter} t)$

Bolu Tünelinin anılan bölgesinin ilk 12 m'lik derinliğinde oluşan deformasyonlara yukarıda tanıtıldığı şekilde sayısal bir yaklaşım getirmek amacı ile, her bir aralığın (0-6m, 6-9 m ve 9-12 m) deformasyon-zaman ilişkisi matematiksel bağıntılar ile ayrı ayrı belirlenerek Çizelge 1 de derlenmiştir.

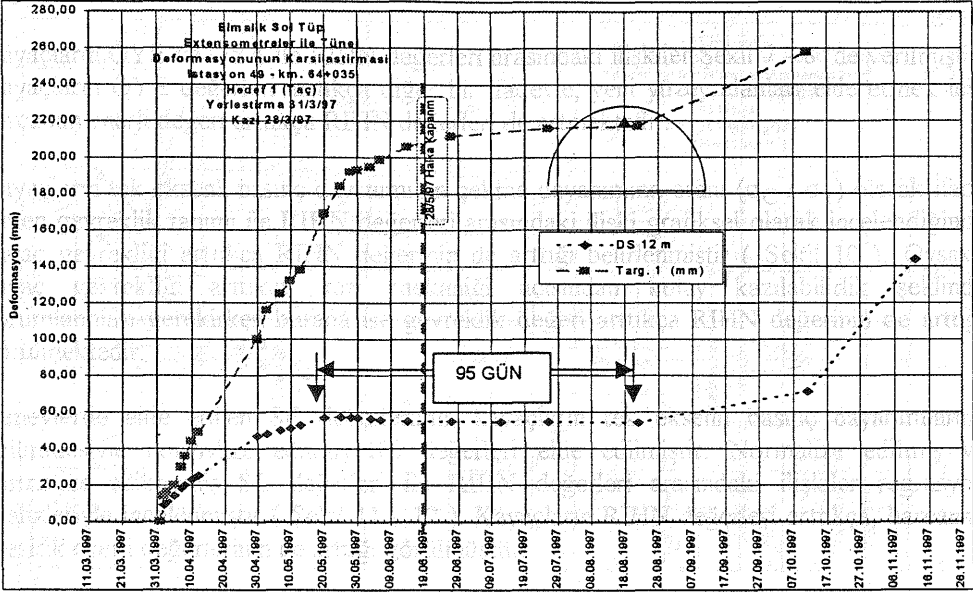
Çizelge 1: Tünel dolayındaki deformasyonların 0-6, 6-9, 9-12 m ler arasındaki değişimini gösteren bağıntılar.

Ekstansometre Aralıkları	Azalan Deformasyonlar	Sabit Hızlı Deformasyonlar	Hızlanan Deformasyonlar
0-6 m	$u = 4,067 \ln(t) - 2,8788$	$u = -0,0363t + 16,534$	$u = 0,5431e^{0,021t}$
6-9 m	$u = 10,833 \ln(t) - 5,7112$	$u = -0,0282t + 45,075$	$u = 7,2625 e^{0,0116t}$
9-12 m	$u = 15,265 \ln(t) - 6,4731$	$u = -0,0435 t + 59,035$	$u = 9,7539 e^{0,0113t}$

Bilindiği gibi; ekstansometrelerde ölçülen uzama tünel içindeki deformasyona (konverjansa) eşit ise bu deformasyonlar yalnızca ekstansometrenin yerleştirildiği bölgede oluşan yerdeğiştirmelerin sonucudur. Bunun anlamı; sağlamlaştırma amacıyla uygulanmış olan ankrajların ekstansometre boylarından daha kısa olması durumunda kazı sonrasında tünel dolayında oluşması beklenen gerilme kemerinin ankrajlar tarafından karşılanmakta olduğudur. Çünkü bu takdirde ankrajların (ekstansometrelerin) kökleri kayanın psödoplastikleşmemiş (çatlaklanma nedeniyle plastikleşmemiş) olan sağlam kesimlerine bağlanmış olmaktadır.

Bolu Tüneli'nde örneklenen kesimde ise tüneliçi deplasmanları (konverjans) ile ekstansometre ölçümlerinden elde edilen deformasyonlar farklı değerler vermektedir. Burada tavanda yaklaşık 50 gün sonra 206 mm'lik deplasman (yerdeğiştirme) izlenmekteyken, 12 m boyundaki ekstansometre 58 mm'lik deformasyon göstermektedir. Buradan çıkarılacak sonuç; okunan toplam deformasyonun 58 mm sinin ilk 12 m'ye, 148 mm'sinin ise çevre kayacı içindeki daha derin bölgelere ait olduğudur.

Şu halde tünel üstünde çok daha yukarıları kadar psödoplastikleşerek gevşemiş olan bölgeler bulunmakta ve sayıları ne kadar arttırılırsa arttırılsın sağlamlaştırma amacıyla yerleştirilen ankrajlar bu gevşemiş bölge içinde yüzmektedir. (Şekil 7)



Şekil 7. Tavandaki yerdeğiştirmelerin ekstansometre uzamaları ile karşılaştırılması

Tavanı çevreleyen 12 m'lik ankrajlı bölgede yaklaşık 50 gün içinde ulaşılan 58 mm'lik deformasyonlardan sonra yaklaşık 95 gün süre ile önemsenecek başka deformasyonlar oluşmamaktadır. Bu nedenle tünel içinde gözlenen konverjans artışları daha derindeki bölgelerin psödoplastikleşmesine bağlı olmalıdır. Halka kapanımı ile birlikte denetim altına alınan tavandaki deformasyonlar yaklaşık 70 gün sonra yeniden artmaya başlamaktadır.

Ayrıca grafik daha detaylı incelendiğinde halka kapanımından sonra ekstansometrelerle ölçülen deformasyonların 65 gün dolayında değişmemesine karşın tünel tavanında ölçülen deplasmanların (konverjansın) denetim altına alınamadığı, başlangıçta yaklaşık 30 gün süreyle azaldığı, sonra 25 gün kadar sabit hızla devam ettiği, ardından da hızlanarak arttığı izlenmektedir. Bu davranışın anlamı; halka kapanımı ile tünelin çevresinde ancak ilk 12 m'lik kesimin denetim altında tutulabildiği, bunun 60-70 gün süreyle başarılılabildiği, ondan sonra bu bölgenin de dayanımını yitirdiği gözlenmektedir.

Tünel tabanı sol ayağında ekstansometre ölçümleriyle tünel konverjansı arasında davranış bakımından fazla fark gözükmemektedir. Tavandakinden farklı olarak burada deformasyonların halka kapanımından sonra hiç bir zaman denetim altına alınamadığı ve tipik bir 3 devreli krip şeklinde geliştiği görülmektedir. (Şekil 8) Burada azalan deformasyonlar ilk 28 günde, kararlı akma izleyen yaklaşık 35 günde ve giderek artan deformasyonlar ise daha sonra belirgin olarak izlenmektedir. İlk 12 m için zamana bağlı deformasyonlar sayısal olarak ifade edilirse;

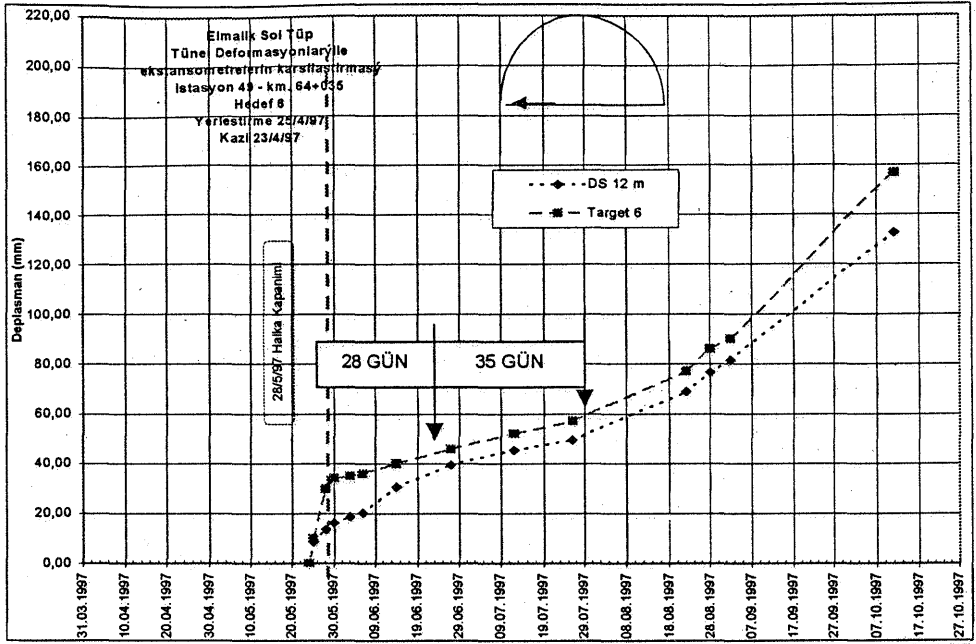
Azalan deformasyonlar;
Kararlı deormasyonlar;
Hızlanan deormasyonlar;

$$u = 0,07301 \ln t + 1,859$$

$$u = 0,094t + 3,2667$$

$$u = 5,3347e^{0,02067t}$$

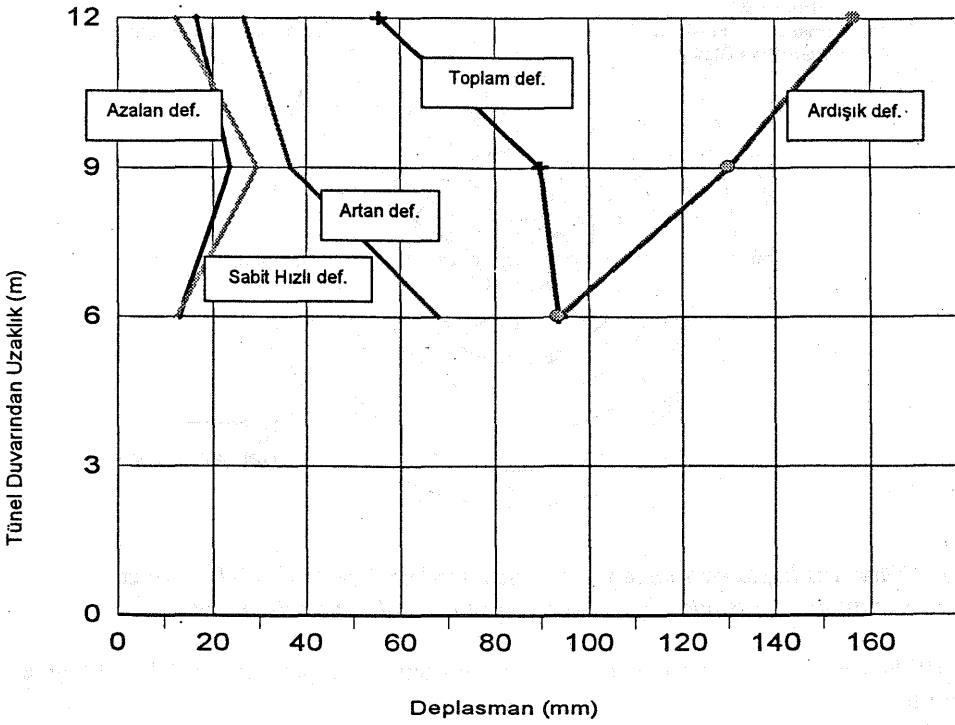
bağıntıları elde edilmektedir.



Şekil 8. Tabanda sol ayakta yerdeğiştirmelerin ekstansometre uzamaları ile karşılaştırılması

Yukarıda sunulan davranış grafikleri ekstansometrelerin kopmasına kadar süren “yenilme olayının başlangıç aşaması”nı yansıtmaktadır. Bu dönemde tavanda ve sol ayakta oluşan deformasyonların gelişimi karşılaştırıldığında, tünel içi deformasyonların ana hatları ile tavanda yoğunlaştığı, yan duvar deformasyonlarının daha az olduğu anlaşılmaktadır. Ancak; tavanda bir süre denetim altında tutulabilen konverjansın, yan ayaklarda halkanın kapatılması sonrasında bile denetlenemediği, deformasyon hızının bir süre için yavaşlamakla birlikte daha sonra hızlanarak arttığı görülmektedir. Daha sonra bu kesimde tünelde taramayı gerektirecek düzeyde çok büyük konverjanslar oluşmuştur. Buradan çıkarılacak olan sonuç, sağlamlaştırma ve destekleme amacıyla uygulanmakta olan dış kaplamanın çok sayıda ankraj, yünelenen püskürtme beton ve çelik hasır uygulamalarına rağmen tünel stabilitesini sağlamada yetersiz kalmış olduğudur.

Tünelin çevresinde, azalan, sabit hızlı ve hızlanan deformasyon davranışlarının derinliklere bağlı olarak birbirlerinden farklı davrandığı görülmektedir. 0-6, 6-9, 9-12 m’lik derinlikler incelendiğinde, azalan ve sabit hızlı deformasyonların 6-9 m arasında yoğunlaştığı, artan deformasyonların ise ilk 6 m’lik derinlik içerisinde etkili olduğu görülmektedir. Buradan, hızlanan deformasyonların sağlamlaştırma sisteminin zamanla dayanımını yitirmesine bağlı olarak öncelikle ilk 6 m’lik bölgeden başlayarak derinlere doğru geliştiği anlaşılmaktadır (Şekil 9).



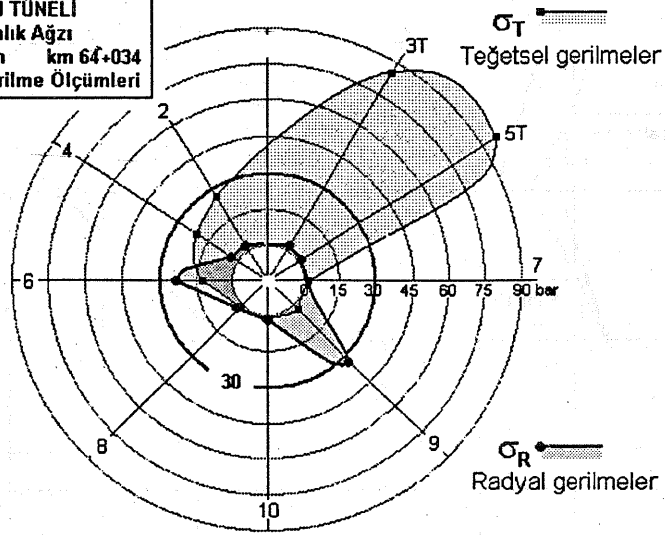
Şekil 9. Tünel duvarından 0-6, 6-9, 9-12 m'ler arasındaki deformasyonların toplam ve ardışık deformasyonlar ile ilişkisi

6. GERİLME HÜCRELERİNDEN ELDE EDİLEN SONUÇLAR

Gerilme ölçümlerine ilişkin değerler incelendiğinde, kullanılmış olan ölçme aygıtlarının kazı ve destekleme aşamalarının tünel dış kaplaması içindeki etkisini belirgin biçimde yansıtabildiği anlaşılmıştır. Ayrıca, ayaklardaki deformasyonlara izin verildiği sürece dış kaplama içindeki teğetsel gerilmelerin daha düşük kaldığı ve halkanın kapanmasından sonra ise gerilmelerin arttığı görülmüştür. Gerilmelere ilişkin genel değerlendirme ve sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

Radyal gerilmeler sol yan duvarda ve sağ ayak tabanında yoğunlaşmaktadır. Buralarda ölçülen mutlak değerler sırasıyla 24.2 Kpa ve 33 Kpa olmuştur. Diğer doğrultularda ölçülen değerler önemsiz düzeyde düşük kalmıştır. Teğetsel gerilmeler değerlendirildiğinde; tünelin sağ üst yarısında çok büyük (78 Kpa) kesit zorlamalarının olduğu, sağ ayak altında ve tabanda önemsiz, sol yan duvarlarda ise orta şiddette teğetsel gerilmelerin bulunduğu anlaşılmıştır. (Şekil 10)

BOLU TÜNELİ
Elmalık Ağızı
49. İstasyon km 64+034
Sol Tüp Gerilme Ölçümleri



Şekil 10. Tünel dış kaplaması içine yerleştirilen gerilme ölçerlerde (2-10) halka kapanımı sonrasında ölçülen teğetsel ve normal gerilmelerin dağılımı

Şekil 10'da görülen en önemli sonuç, kaplamanın içinde oluşan anizotropik yüklenme durumudur.

7. SONUÇLAR

Bu çalışmada sorunlu bir tünel içinde alınan ölçüm sonuçlarının değerlendirme ve yorumuna ilişkin bir örnekleme sunulmağa çalışılmıştır.

Elde edilen ölçüm sonuçları; tünelcilik yaklaşımlarının yalnızca tasarım, boyutlandırma ve yapım öğeleri ile önlemlerini belirleme olmadığını göstermektedir.

Tünelciliği ayrıcalıklı kılan, seçilen yöntemin yeraltında her an değişebilen jeolojik koşul ve etkileşimlerin sürekli izlenmesi ve üçüncü boyut - zaman etkisinin gözetilmesiyle araziye hızla uygulanmasıdır.

Bu amaçla; gerilme-deformasyon-zaman ilişkisinin ilerleme aşamalarının ve tünel dolayındaki etkilenme bölgesindeki değişimlerin fonksiyonu olarak anlaşılması ve bağıntılarla ifade edilmesi gereklidir.

Teşekkür: Yazarlar, Bolu Tüneli'ne ilişkin verileri sağlayan ve kullanıma açan, Mühendis Yüksel-Rendel Ortak Girişimi ve Müteahit Astaldi SPA. Firmalarına katkılarından dolayı teşekkür borçludur.

KAYNAKLAR

- Karaca, M., Egger, P., Ferrero, A.M., Giani, G.P., "Experimental and numerical model studies for tunnels in fissured rock". Int. Cong. on Geoengineering, 1005-1014, Torino, 1989
- Vardar, M., "İstanbul Metrosu örneğinde Kaya Mekaniği parametrelerinin Uygulama ve Planlamadaki Yeri". Ulaşımda Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu Bildiri Kitabı, Maden Mühendisleri Odası, 13-24, İstanbul, 1994
- Vardar, M., "Projelendirme ve Uygulamada Tünelcilik Yaklaşımları" Prof İ. TURGAN SABİS Sempozyumu, 185-196 , İSTANBUL, 1995

1894

Received of the Treasurer of the
Board of Directors of the
City of New York

the sum of \$100.00
for the purchase of
the City of New York

for the purchase of
the City of New York

BOLU TÜNELİNDEKİ KONVERJANSLARIN JEOİSTATİSTİKSEL İNCELENMESİ

A GEOSTATISTICAL STUDY OF THE CONVERGENCES AT BOLU TUNNEL

A.Erhan TERCAN, *Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği, 06532 Beytepe*

ÖZET

Bu bildiride, Bolu (sol) tüneli Elmalık portalı düşey konverjanslarının zaman ve uzaklığa bağlı değişimleri jeostatistiksel olarak incelenmiştir. Konverjanslar, 70 istasyonda 15 gün, 1, 2, 4 ve 8 aylık süreler için ölçülmüştür. Bu sürelerle ilişkin variogramlar hesaplanmıştır. Ayrıca 8 aylık konverjans değerleri, ölçüm yapılmayan istasyonlarda kokriging yöntemi kullanılarak kestirilmiştir.

ABSTRACT

In this paper, spatial and temporal variability of the vertical convergences measured at the Elmalık portal of Bolu (left) tunnel are studied geostatistically. The convergences were measured at 70 stations for the periods of 15 days, 1, 2, 4 and 8 months and variograms for these periods were calculated. In addition, the convergences for the period of 8 months at unsampled stations were estimated by cokriging

1. GİRİŞ

Tünelcilikte çalışma emniyetini, verimi ve karlılığı etkileyen en önemli faktörlerden biri tünel duraylılığıdır. Ne yazıkki tünel duraylılığının sağlanması tünelciliğin en zor işlerinden birisidir ve her tünel, az yada çok, sürekli deformasyon tehidi altındadır.

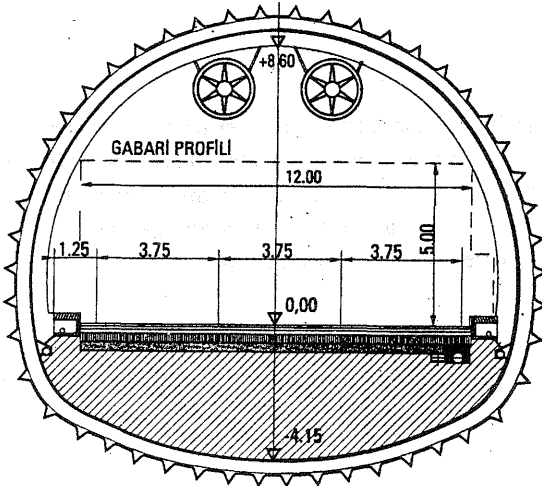
Tünelde oluşan konverjansların (kapanmaların) ölçülmesi deformasyonu kontrol altına almak için uygulanan yaygın yöntemlerden birisidir. Ölçülen konverjans değerlerinden yola çıkarak sonraki konverjanslar kestirilebilir ve bu verilerin ışığında çalışma ve tahkimat sistemleri geliştirilebilir.

Bu bildiride Bolu (sol) tüneli Elmalık portalından itibaren 688 m mesafe içinde ölçülen düşey konverjans değerleri jeostatistiksel olarak incelenmiştir. İncelemede 15 gün, 1, 2, 4 ve 8 aylık düşey konverjans değerleri dikkate alınmış ve bunlara ilişkin düz ve çapraz variogramlar hesaplanmıştır. 8 aylık konverjansların ölçülmediği istasyonlardaki değerler, 4 ve 8 aylık veriler kullanarak kokriging (cokriging) yöntemi ile kestirilmiştir.

2. BOLU TÜNELİ

Transit Avrupa otoyolu güzergahı üzerinde yapımı sürdürülen Bolu tüneli, büyük ölçekli mühendislik yapılarından birini oluşturmaktadır. Bolu tüneli, üç şeritli ikiz tünel olarak tasarlanmıştır. Tünelin yaklaşık uzunluğu sağ tünel için 3236 m ve sol tünel için 3287 m dir. İkiz tünelin şimdiye kadar % 60'ı açılmıştır. Tünel güzergahındaki jeolojik yapının ayrıntılı olarak bilinmemesinden dolayı bundan sonraki açılacak kısım için pilot tünel uygulaması düşünülmektedir.

Tünel, çelik tahkimat ile desteklenmekte ve takviyeli beton ile kaplanmaktadır (Şekil 1).

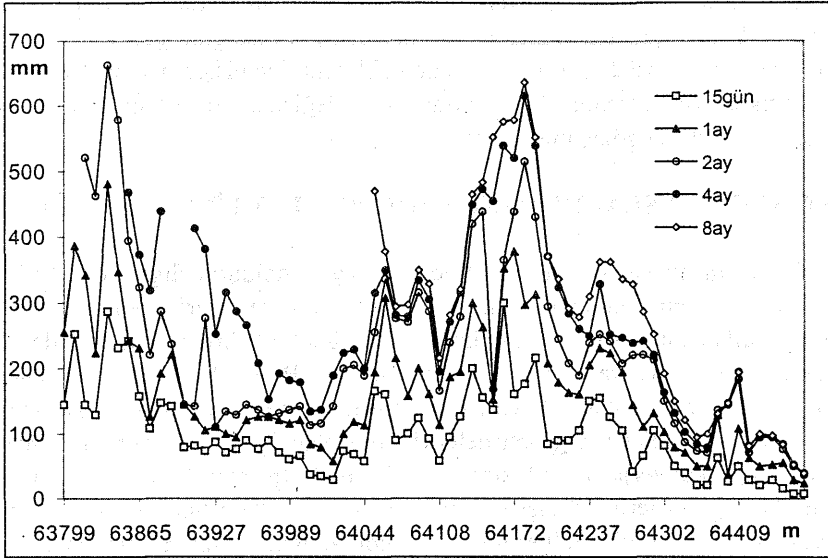


Şekil 1: Bolu tüneli kesiti

Su geliri, tüneller için önemli bir problem olup çoğu zaman çalışmaların durmasına yol açmaktadır. Bu nedenle beton kaplama altına plastik örtü döşenmekte ve bu şekilde su yalıtımı sağlanmaktadır.

3. KONVERJANS ÖLÇÜMLERİ

Düşey konverjans ölçümleri, 1994 den 1998 yılı başına kadar 40 aylık bir dönemi kapsamaktadır. Ölçümler, sol tünelde Elmalık portalından başlayarak 688 m lik bir uzunluk içinde gerçekleştirilmiş ve toplam 70 istasyon kullanılmıştır. Bu istasyonlarda 15 gün, 1, 2, 4 ve 8 aylık düşey konverjans değerleri kaydedilmiştir. Şekil 2, belirtilen sürelerle ilişkin konverjansların tüneller boyunca değişimini göstermektedir.



Şekil 2. Bolu (sol) tünelleri Elmalık portalı konverjansları

63800-63850 m ve ayrıca 64130-64260 m arasında killi ve çok kırıklı yapılar geçildiğinden, tüneller şiddetli deformasyona maruz kalmış ve konverjanslar artmıştır. Konverjans değerleri, ayrıca artan zamanla artış göstermektedir. Konverjansların ölçüldüğü 5 ayrı zaman dilimine ilişkin çeşitli istatistikler Çizelge 1’de, korelasyon katsayıları ise Çizelge 2’de sunulmuştur.

Çizelge 1. Konverjans değerlerine ilişkin istatistikler

istatistik	15 gün	1 ay	2 ay	4 ay	8 ay
veri sayısı	70	70	68	62	41
minimum	8	25	39	38	40
ortalama	102	166	229	262	290
maximum	300	481	663	616	638
varyans	4330	9472	17969	17824	25885

Çizelge 2. Korelasyon katsayıları

	15 gün	1 ay	2 ay	4 ay	8 ay
15 gün	1	0.92	0.84	0.86	0.89
1 ay		1	0.92	0.85	0.90
2 ay			1	0.89	0.90
4 ay				1	0.98
8 ay					1

Değişkenler arasında en yüksek korelasyon 0.98 lik bir değer ile 4 ve 8 aylık konverjanslar için elde edilmiştir.

Düşey konverjansların uzaklık ve zamana bağlı değişimini belirlemek için deneysel variogramlar hesaplanmış ve Şekil 3’de verilmiştir. Deneysel variogramlar, konverjans değerlerinin ilişkili bulunduğu uzaklıkların zamana bağlı olmadığını göstermektedir. Gerçekten variogramların hepsi 150-170 m arasında sill değerine ulaşmaktadır. Bununla birlikte zaman arttıkça, kısa mesafedeki uzaklığa bağlı değişkenliğin ve nugget effect (külçe etki) değerinin azaldığı gözlenmektedir.

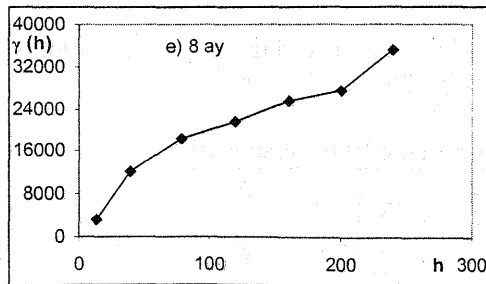
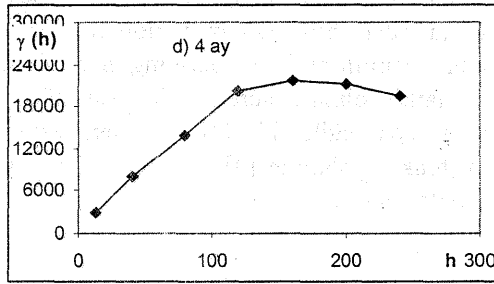
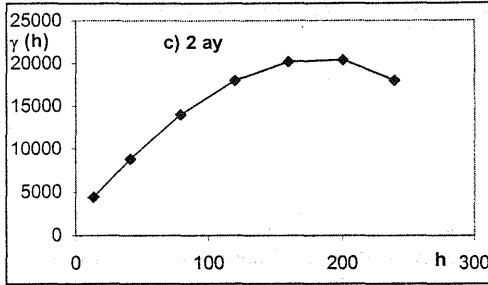
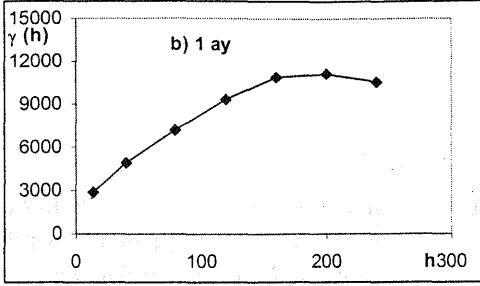
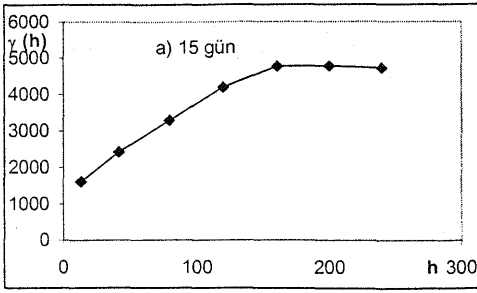
4. 8 AYLIK KONVERJANSLARIN KOKRİGING YÖNTEMİ İLE KESTİRİMİ

Tünelin 64050-63800 m lik kesiminde, tünel açımı 8 ayını doldurmadığından 8 aylık konverjans değerleri bilinmemektedir (Şekil 2). Ancak bu değerleri, jeostatistiksel kestirim teknikleri kullanarak hesaplamak mümkündür. Tünelin belirtilen bölümünde 15 gün, 1, 2 ve 4 aylık konverjanslara ilişkin veriler mevcuttur. Bu verilerin bir özelliği her lokasyonda bilinmeleri (yani daha çok veri içermeleri) ve ayrıca 8 aylık konverjans değerleri ile yüksek bir korelasyon göstermeleridir (Çizelge 2). Bu tür veriler ikincil (secondary), 8 aylık konverjans değerleri de birincil (primary) veriler olarak adlandırılacaktır. İkincil verilerin (değişkenlerin) her lokasyonda bilindiği durumlarda birincil değişkenin kestirimine ilişkin literatürde pek çok yöntem vardır. Bunlar arasında regresyon, kriging ve kokriging gibi yöntemler sayılabilir. Asli ve Marcotte (1995), birincil değişkenin ikincil değişkene göre daha az örneklediği ve bu iki değişken arasında yüksek bir korelasyon olduğu durumlarda kokriging yönteminin en iyi sonuç veren yöntem olduğunu göstermiştir. Bu nedenle 8 aylık konverjansların kestiriminde, kokriging tekniği gözönüne alınacaktır. İkincil değişken, doğal olarak, 8 aylık verilerin en çok ilişkili olduğu 4 aylık konverjans değerleridir (Çizelge 2).

4.1. Kokriging

Birincil değişken $P(x)$, ikincil değişken ise $S(x)$ ile gösterildiğinde x_0 noktasındaki bilinmeyen $P(x_0)$ değeri kokriging ile

$$P^*(x_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i P(x_i) + \sum_{i=1}^m v_i S(x_i) \quad [1]$$



Şekil 3. Konverjansların deneysel variogramları

şeklinde kestirilir. [1] eşitliğinde, λ_i ve v_i ler, sırasıyla $P(x_i)$ ve $S(x_i)$ değerlerine verilecek ağırlıkları göstermektedir. Bu ağırlıklar [2] ile verilen kokriging sisteminin çözümünden elde edilir.

$$\begin{aligned} \sum_{\beta=1}^n \lambda_{\beta} \gamma_P(\mathbf{h}_{\alpha\beta}) + \sum_{\beta=1}^m v_{\beta} \gamma_{PS}(\mathbf{h}_{\alpha\beta}) + \mu_1 + \mu_2 &= \gamma_P(\mathbf{h}_{0\alpha}) \\ \sum_{\beta=1}^n \lambda_{\beta} \gamma_{PS}(\mathbf{h}_{\alpha\beta}) + \sum_{\beta=1}^m v_{\beta} \gamma_S(\mathbf{h}_{\alpha\beta}) + \mu_1 + \mu_2 &= \gamma_{PS}(\mathbf{h}_{0\alpha}) \\ \sum_{\beta=1}^n \lambda_{\beta} &= 1 \\ \sum_{\beta=1}^m v_{\beta} &= 0 \end{aligned} \quad \alpha=1, \dots, n \quad [2]$$

[2] sisteminde, $\mathbf{h}_{\alpha\beta}$; $\mathbf{x}_{\alpha}$ ve $\mathbf{x}_{\beta}$ noktaları arasındaki uzaklığı, $\gamma_P(\mathbf{h})$; birincil, $\gamma_S(\mathbf{h})$; ikincil değişkene ilişkin variogramı ve $\gamma_{PS}(\mathbf{h})$; birincil ve ikincil değişkenler arasındaki çapraz (cross) variogramı göstermektedir (Tercan, 1998). Kestirim yapılan tünel bölgesinde $P(x)$ değerleri bilinmediğinden [1] yerine [3] eşitliği kullanılır.

$$P^*(\mathbf{x}_0) = \sum_{i=1}^m v_i S(\mathbf{x}_i) \quad [3]$$

4.2. Variogram Analizi

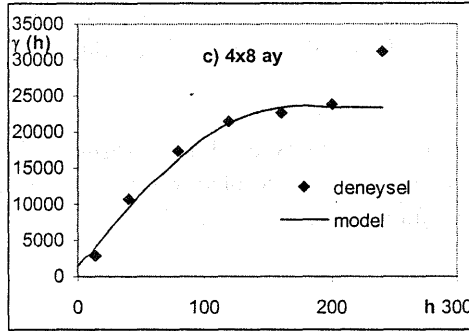
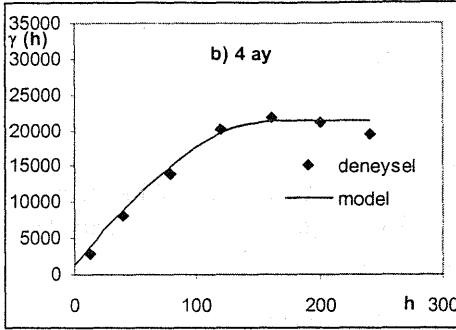
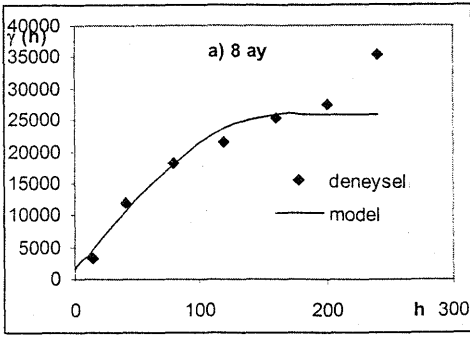
4 ve 8 aylık konverjanslara ilişkin düz variogramlar ve bunlar arasındaki çapraz variogramlar hesaplanmış ve uyarılan modellerle birlikte Şekil 4’de gösterilmiştir. Kokriging’in en zor yanlarından biri çapraz variogramların modellenmesidir. [2] sisteminin bir çözümünün olabilmesi için kokriging matrisinin pozitif tanımlı yani determinantının sıfırdan farklı olması gerekir. Bu ise düz ve çapraz variogram fonksiyonlarının birbirinden ayrı değilde birlikte modellenmesini gerektirir. Bunun için düz ve çapraz variogram fonksiyonlarının [4] ile verilen Cauchy-Schwarz eşitsizliğini sağlaması gerekir (Goovaerts, 1997).

$$\sqrt{\gamma_P(h) \gamma_S(h)} \geq \gamma_{PS}(h) \quad [4]$$

[4] eşitsizliği dikkate alınarak düz ve çapraz variogramlar modellenmiş ve model parametreleri Çizelge 3’de verilmiştir.

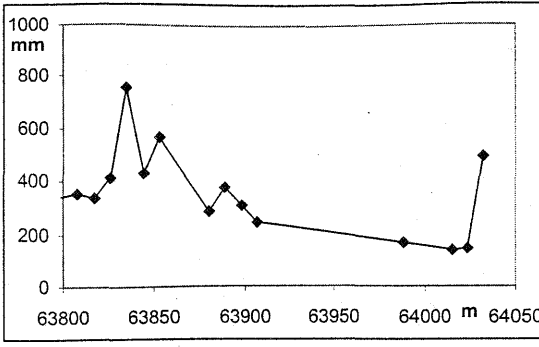
Çizelge 3. Variogram model parametreleri

	Co	C	a
P(8 ay)	1560	24180	160
S(4 ay)	1440	20000	160
PxS	1400	21850	160



Şekil 4. Konverjans verilerinin deneysel ve model variogramları. a) 8 aylık, b) 4 aylık variogramlar , c) 8 ve 4 aylık konverjans arasındaki çapraz variogram.

Uyarlanan modeller ve 4 aylık konverjans değerleri kullanılarak 8 aylık konverjanslar, kokriging yöntemi ile kestirilmiştir. Şekil 5, 8 aylık konverjansların kestirim değerlerini göstermektedir. Kestirim 15 lokasyonda yapılmıştır. Her bir lokasyonun kestiriminde en az 4 en çok 16 tane 4 aylık konverjans verisi kullanılmış ve bu veriler kestirim yapılan lokasyondan 150 m lik bir uzunluk içinden seçilmiştir. Krigingle çok düzgün kestirim değerleri elde edilir. Buna karşın Şekil 5, kestirim değerlerinin değişken olduğunu göstermektedir. Bunun bir nedeni [3] eşitliğinde ikincil değişkene verilen ağırlıkların bir bölümünün negatif çıkmasıdır. Negatif ağırlıklar, genellikle verilerin değişim aralığı dışında kestirim değerlerine yol açar.



Şekil 5. 8 aylık konverjansların kestirim değerleri

5. SONUÇLAR

Ölçüm sonuçları, Bolu tüneli konverjans değerlerinin uzaklık ve zamana bağlı olarak değiştiğini göstermektedir. Özellikle killi ve çok kırıklı yerlerde artışlar gözlenmektedir. Ayrıca zamanla konverjanslarda artmaktadır.

Konverjansların variogramları, verilerin ilişkili olduğu uzaklığın zamana bağlı olmadığını göstermektedir. Bununla birlikte konverjans değerlerinin kısa mesafedeki değişkenliği zaman arttıkça azalmaktadır. Variogramlar küresel model ile modellenecek tiptedir.

Kokriging, çok değişkenli jeostatistiksel bir kestirim tekniğidir. Eğer ikincil değişkenler, kestirim yapılan lokasyonda ölçülmüşse bu değerlerden yola çıkarak sonraki konverjanslar, kokriging tekniği ile kestirilebilir.

TEŞEKKÜR

Tünel ile ilgili gerekli teknik bilgi ve konverjans verilerini sağladığı için Astaldi firmasına teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

- Asli, M. and Marcotte, D. (1995) Comparison of approaches to spatial estimation in a bivariate context. *Mathematical Geology*, vol. 27, no. 5, pp. 641-658.
- Goovaerts, P. (1997) *Geostatistics for Natural Resources Evaluation*. Oxford University Press, 483 p.
- Tercan, A.E. (1998) Çaprazlımsı variogram fonksiyonları ile kömür yatakları sınırlarının olasılıksal kestirimi. *11. Kömür Kongresi*, Amasra, Bartın (Yayınlanacak)

LİMONLU (MERSİN) KİREÇTAŞI OCAĞINDAKİ SÜREKSİZLİKLER VE MÜHENDİSLİK UYGULAMALARINA ETKİSİ

DISCONTINUITIES AND THEIR EFFECT UPON ENGINEERING APPLICATION IN LİMONLU (MERSİN) LIMESTONE QUARRY

Kıvanç ÖZ, Mersin Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, 33160 Mersin

Adnan AYDIN, Mersin Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, 33160 Mersin

ÖZET

Bu çalışmada, Limonlu (Mersin) taş ocağındaki süreksizliklerin çeşitli geometrik parametreleri ölçülmüş ve bunlar yorumlanarak çeşitli mühendislik özelliklerin belirlenmesinde kullanımı örneklenmiştir. Buna yönelik olarak da taş ocağında sistematik süreksizlik ölçümleri yapılmıştır. Geometrik ölçümler bilgisayar yazılımları ile değerlendirilerek süreksizlik kontur diyagramı, gül diyagramı ve ilgili histogramlar oluşturulmuştur.

Gül diyagramı ve kontur diyagram çözümlemelerine göre; ocakta K20D, K70-90D ve K40-50D doğrultularına sahip üç takımın egemen olduğu belirlenmiştir.

Limonlu taş ocağındaki kinematik kayma analiz sonuçlarına göre; potansiyel kaymanın kama tipi olduğu belirlenmiştir. Ayrıca, taş ocağında egemen süreksizlik takımlarını oluşturan gerilme yönleri ile, Toros Kuşağı'nın genel tektonik yapısını oluşturan kuvvet yönleri birbirleri ile uyumluluk göstermektedir.

ABSTRACT

In this study, possibilities of using various geometrical parameters of defining engineering properties of limestone exposed in Limonlu (Mersin) quarry was investigated. For this purpose a systematic survey of discontinuities within the quarry

was carried out. The measured discontinuities were then digitally evaluated to obtain contour diagram, rose diagram and histograms using computer softwares.

The rose and contour diagram analyses show that there are three dominant discontinuities sets within the quarry and their dips are; K20E, N70-90E ve N40-50E

The kinematic analysis show that the potential slope instability could be wedge type sliding in the quarry. The direction of principal stresses that have been effective in the tectonic evolution of the Taurus belt are found to be consistent with the direction of the dominant joint sets determined in the Limonlu quarry.

1. GİRİŞ

Akdeniz yöresinde yapılaşma alanı, düz ve az eğimli morfolojiye sahip kıyı şeridinden, potansiyel olarak problemler taşıyan, çoğunlukla çatlaklı karstik kireçtaşının ve orta-dik eğimli zeminlerin hakim olduğu yamaç bölgelerine doğru büyümektedir.

Bu noktadan hareketle, Mersin ilinin 43 km. batısında yer alan Limonlu taş ocağında (Şekil.1) işletme sonrasında oluşan dik şevlerde yüzeylenen kireçtaşı içindeki süreksizliklere ait veriler toplanarak mühendislik uygulamalarında oluşturacakları problemler açısından irdelenmiş ve mevcut yöntemler ile uygulamaları sergilenmiştir.

Bu çalışmada, kireçtaşı üzerinde gelişmiş olan süreksizliklerin özellikleri ve kaya kütlesi ölçeğinde etkileri ve davranışı incelenerek, bu tür litolojilerde daha sonra yapılabilecek olan mühendislik uygulamalarında karşılaşılabilecek sorunların ve gerekli parametrelerin önceden tahmin edilebilmesi amaçlanmıştır.

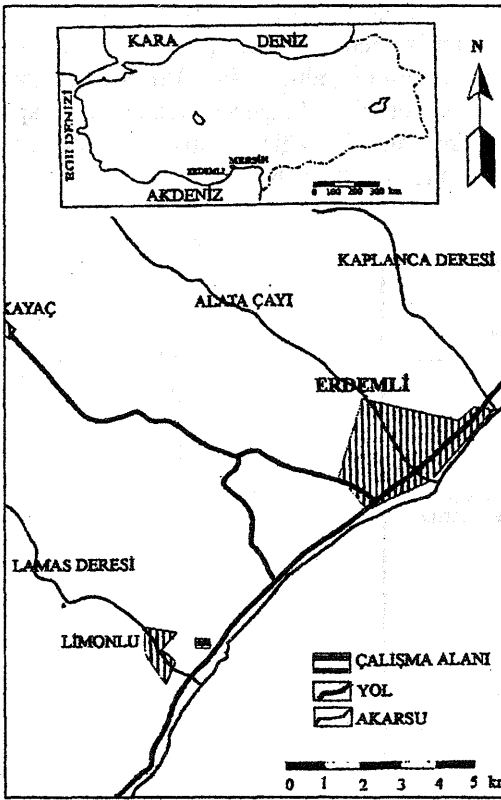
Bu çalışma için örnek olarak seçilen kireçtaşı ocağında süreksizlik ve tabakalanma ara düzlemleri tipindeki süreksizliklerin yerinde ölçüm ve gözlemler ile gerçek arazi verileri elde edilmiştir. Araziden elde edilen veriler doğrultusunda şevlerin kinematik analizi ve kaya kütlesinin mekanik ve hidrolik karakterizasyonu ortaya konmuştur. Yerinde Schimdt çekici ve laboratuvarında tek eksenli basma dayanımı deneyleri yapılarak kireçtaşının gerekli mekanik özellikleri ile ilgili veriler elde edilmiş ve mevcut ampirik metodlara göre bunlardan elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Süreksizliklerin oluşumuna etki ettiği bilinen litolojik değişimlerin belirlenebilmesi amacı ile değişik kesimlerden alınan örneklerin kesitleri yapılmış ve petrografik analizlerin sonuçları çatlakların geometrik özelliklerinin ve kaya kütlesinin günlenme derecelerinin yorumlanmasında kullanılmıştır.

2.YEREL JEOLÖJİ

Çalışma alanının yakın çevresinde detaylı jeojik araştırmalar yapmış olan Pampal (1987), çalışma bölgesindeki Miyosen yaşlı birimleri Tozlu kireçtaşı, Arslanköy marnı ve Karaisali kireçtaşı olmak üzere üç formasyona ayırmıştır (Şekil 2.).

Bölgede allokon birim olarak tanımlanan Çamlı ofiyoliti üstten Miyosen yaşlı birimler tarafından transgrasif olarak örtülmektedir.

Orta-kalın tabakalı, sert, kırıntılı kireçtaşlarından oluşan Tozlu kireçtaşı, tabanda birkaç metre kalınlığa sahip ve genellikle ofiyolitik çakıllar içeren bir kireçtaşı seviyesi ile daha yaşlı bütün birimler üzerine aşıl uyumsuz olarak gelmektedir.



Şekil 1. Yer bulduru haritası

Beyazımsı gri, yer yer mavimsi renkte marnlardan oluşan Arslanköy marnının, marn katmanları yumuşak ve kolay dağılır özelliğindedir ve altta tozlu kireçtaşı ile uyumlu, üstte Karasali kireçtaşı ile yanal ve düşey geçişlidir

Çalışma alanında süreksizlik analizlerinin de yapıldığı birim yörede en çok gözlenen Karaisali kireçtaşıdır. Birim başlıca resifal nitelikli, algli, mercanlı, sık dokulu kireçtaşlarından oluşmaktadır. Karaisali kireçtaşı, inceleme alanı ve çevresinde daha yaşlı bütün birimlerin en yaygın örtüsüdür ve bütün Toros kuşağı boyunca hemen hemen aynı özelliklere sahiptir.

3. VERİ DEĞERLENDİRME

3.1. Günlenme-Bozuşma

Çalışmanın yapıldığı taş ocağında, şevlerde yüzeylenen kireçtaşının farklı günlenme derecelerine sahip olduğu gözlenmiştir. Günlenme yüzeyleri; II. derece (az günlenmiş kaya), III. derece (orta derecede günlenmiş kaya) IV. derece (yüksek derecede günlenmiş kaya) ve V. derece (tamamen günlenmiş kaya) şeklindedir (I.S.R.M.,1978). Günlenmeye sebep olan farklı kimyasal ve fiziksel süreçlerin yanı sıra, kaya kütlelerinde patlatma sonucu oluşan yapay çatlaklar oldukça yaygındır.

Genel olarak kaya kütlelerine bakıldığında etkin bir günlenmenin varlığından söz edilebilir. Bu, kayanın büyük ölçüde parçalanmasına ve pek çok yerde santimetreden milimetreye

değişen boyutlardaki şeker kübü oluşumlarına olanak sağlamıştır. Bu durum, çalışılan taş ocağından çıkartılacak malzemenin genelde 50 santimetreden büyük olan blok boyutunu büyük oranda küçültmekte ve ocağın kullanım alanlarını daraltmaktadır. Bu ocağın terk edilmiş olmasının sebebi de, elde edilen malzemenin verimli ve bölgedeki kullanıma cevap verebilecek nitelikteki blokların elde edilmesine olanak sağlayamamasıdır. Bu taş ocağından elde edilebilecek malzeme ancak mıcır olarak kullanılabilir.

Üst Sistem	Sistem	Seri	Kat	Formasyon	Litoloji	Kalınlık	Açıklama
SENOZOİK	TERSİYER	MİYÖSEN	LANGİYEN - SERRAVALİYEN	Karaisalı Kireçtaşı		195	Beyaz, açık gri bej taze süreksizlik yüzeyleri, küçük boyutlu karstik yapılar ve yağmur izleri
				Arsıanköy Marmı		83	Beyazımsı gri, yer yer mavimsi marmırlar
				TOZLU KIREÇTAŞI		80	Magmatik kökcalı kırıntılar, kuvars
				Taban çakıltısı			
MESOZOİK	KRETASE		BURDIGALİYEN	Çanılı Ofiyolitli			Gabro, peridotit, yastık lavlar, yer yer diyabaz daykaları

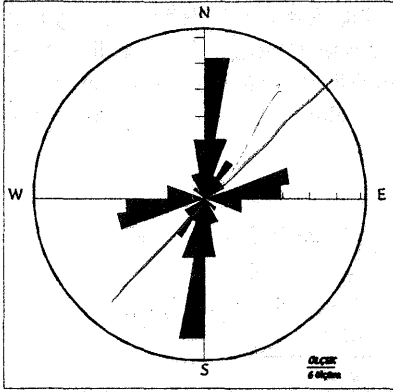
Şekil 2. Güzeloluk-Sorgun Yöresi, güney kesiminin stratigrafik dikme kesiti (Pampal,1987).

3.2. Süreksizliklerin Jeoteknik Özellikleri

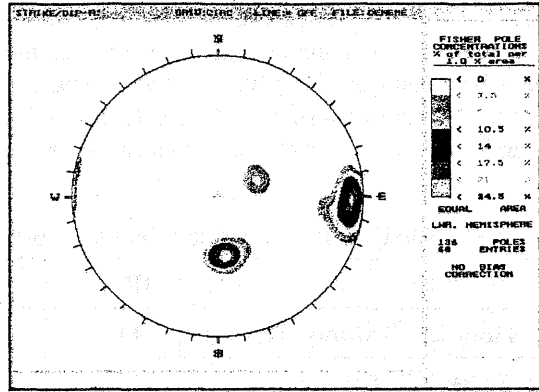
Yönelim Ve Takım Sayısı

Arazi gözlemlerine dayanarak, bölgede ikisi daha yaygın olmak üzere kabaca üç süreksizlik takımının varlığı gözlenmiştir. Bilgisayar çözümlemelerinin sonuçları da arazi gözlemlerini destekler niteliktedir. Gerek doğrultu gül diyagramı, gerekse kontur diyagramında üç takımın da varlığı açıkça gözlenmektedir (Şekil 3a, 3b). Limonlu taş ocağındaki çatlak takımlarının ana çatlak doğrultuları; K20D, K70-90D ve K40-50D dur.

Elde edilen doğrultu gül diyagramlarına göre, taş ocağına lokal olarak etkiyen gerilme yönlerinin K42D ve G42B olduğu belirlenmiştir.



(a)



(b)

Şekil 3. Çalışılan taş ocağındaki süreksizliklerin (a) doğrultu gül diyagramı, (b) kontur diyagramı

Aralık, Açıklık ve Devamlılık

Aralık, Açıklık ve Devamlılık parametrelerinin arazi ölçümlerinin I.S.R.M.(1978) ve E.G.W.P.(1977) ye göre bilgisayar değerlendirmesi sonucu elde edilen sonuçları Çizelge 1.de sunulmuştur.

Çizelge 1. Aralık, açıklık ve devamlılık parametrelerinin değerlendirme sonuçları

	ARALIK	AÇIKLIK	DEVAMLILIK
I.Süreksizlik Takımı (J1)	Yakın Aralık (600-200 mm.)	Aşırı Dar Açıklık (<2 mm.)	Orta Devamlılık (3-10 m.)
II. Süreksizlik Takımı (J1)	Yakın Aralık (600-200 mm.)	Dar Açıklık (6-20 mm.)	Orta Devamlılık (3-10 m.)
III.Süreksizlik Takımı (J1)	Geniş Aralık (600-2000 mm.)	Veri Yetersiz	Veri Yetersiz

Devamlılık parametresi için, histogram çözümlemelerinden elde edilen sonuçlara dayanarak; birinci ve ikinci çatlak takımlarının kendi içlerinde devamlılıkları ile birbirinden ayrılan zahiri birer takıma sahip oldukları söylenebilir.

3.3.3. Pürüzlülük

Arazi çalışmalarından elde edilen süreksizlik yüzeylerinin pürüzlülüğü I.S.R.M (1978) tarafından yayımlanan standart pürüz profillerine göre değerlendirilmiştir. Gruplandırılan pürüz profillerine karşılık gelen JRC (yüzey pürüzlülük katsayısı) değerleri kayanın makaslama dayanımını tahmin eden ampirik bir yöntemde (Barton,1977) kullanılmak üzere belirlenmiştir. Bu yöntemin uygulanması için gerekli olan süreksizlik yüzeylerinin basma dayanımı değerlerini (JCS) elde etmek için profil alınan süreksizlik yüzeylerinde Schimdt çekici endeks testleri yapılmıştır (Çizelge 2.).

Çizelge 2. Süreksizlik takımları için belirlenen ortalama JRC ve JCS değerleri

	JRC	JCS
I. Süreksizlik Takımı (J1)	11	48 MPa
II. Süreksizlik Takımı (J2)	13	47 MPa
III. Süreksizlik Takımı (J3)	17	81 MPa

Dolgu Malzemesi

Arazide yapılan gözlemler sonucunda, taş ocağında bulunan süreksizliklerin yer yer kalsit dolgu malzemesi ile kaplandığı belirlenmiş. Açık süreksizlik yüzeylerinde ise kırmızımsı pas rengi kil sıvanmaları ve sarımsı limonitik bir malzeme yaygın olarak gözlenmektedir.

Su Sızıntı/Sızma

Yeraltı su seviyesinin çalışma alanını oluşturan taş ocağı seviyelerinden derinde olması ve şevlerin gerisindeki arazinin su toplama (reşarj) alanı özelliğinde olmaması nedeni ile kaydedilen süreksizlikler genellikle “kuru” olarak tanımlanmıştır.

Blok Boyutu

Limonlu taş ocağında belirlenen üç ayrı süreksizlik takımına ait aralık ve devamlılık parametreleri göz önüne alınarak hesaplanan hacimsel eklem sayısı 29.8 süreksizlik /m³’dür. Limolu taş ocağındaki blok boyutunun hacimsel eklem sayısına göre tanımlanması “küçük bloklar” şeklindedir. Blok şekli de göz önüne alınırsa kaya kütlelerinin “düzensiz küçük bloklar”dan oluştuğu söylenebilir (I.S.R.M.,1978).

4. SÜREKSİZLİKLERİN GEOMETRİK ÖZELLİKLERİNİN HİDROLİK VE MEKANİK DEĞERLENDİRMEDE UYGULAMALARI

4.1. Tek Süreksizlik Ve Kütle Ölçeğinde Permeabilitenin Belirlenmesi

Permeabilitenin belirlenmesinde öncelikle bir süreksizliğin iletken ve gerçek (eşdeğer paralel levha) açıklıkları arasında çizgisel olmayan ampirik ilişki kullanılmış ve buradan süreksizliğin iletken açıklık değeri, e_e , belirlenmiştir.

Lee ve Farmer (1988) göre, ortogonal üç süreksizlik takımından oluşan (kübik bloklu olarak idealize edilmiş) bir kaya kütlelerinin hidrolik iletkenliği, tek süreksizliğin hidrolik iletkenlik değeri süreksizlik aralığına, S, bölünerek tahmin edilebilmektedir

$$K = (1/12 \times \gamma / \mu \times e_c^3) \times 1/S \quad [1]$$

K : hidrolik iletkenlik (m/s)

e_c : iletken (hidrolik) açıklık

γ : akışkanın özgül ağırlığı (kg.f/m³)

μ : akışkanın dinamik viskozitesi (16 C° için 1.12×10^{-3} kg/msn)

Limonlu taş ocağında yüzeylenen kireçtaşının, süreksizlik takım sayısı, takımların ortalama iletkenlik açıklıkları, süreksizlik aralıkları ve açısız ilişkilerine göre kübik bloklu olarak idealize edilmesi oldukça güç kabul edilebilir. Ancak, hidrolik iletkenliğin kaya kütlelerinin bu şartları kısmen sağlayan alt zonlara bölünerek bulunması ve bu zonların iletkenlik değerlerinin çalışma ölçeğinde heterojen bir dağılımı vurgulamak için kullanılması olanaklıdır. Ayrıca kaya kütlesi ölçeğinde bu tür dağılımların saptanması ile bölgesel Y.A.S. akış ağlarının oluşturulması sağlanabilir.

Yukarıdaki açıklamalar esas alınarak, alt zonlar belirlenmiş ve hidrolik iletkenlik değerleri 3.16×10^{-8} m/sn ve 8.5×10^{-10} m/sn. olarak saptanmıştır. Bu değerler tüm çalışma alanı için hesaplanan K değerinden (2.7×10^{-9} m/sn) oldukça farklıdır. Bu da, çalışma alanındaki hidrolik iletkenlik değerinin, çatlakların farklı geometrik özellikler göstermiş olduğu alt zonlarda değişebileceğini, tüm çalışma alanı için hesaplanmış olan K değerinin, alanın tümünü temsil eden bir değer olamayacağını işaret etmektedir.

4.2. Barton Ampirik Yöntemi ile Makaslama Dayanımının Belirlenmesi

Çeşitli mühendislik projelerinde tasarım ve inşaa aşamalarında yerinde doğrudan makaslama deneyleri ve yönlü alınmış çatlaklı blok veya karot örnekler üzerinde üç eksenli basma dayanımı deneyleri yapılarak çatlak ve çatlaklı kütlelerin makaslama dayanımı parametreleri bulunmaktadır. Ancak bu yöntemler çok pahalı ve zaman alıcı olduğundan, istatistiksel anlamda ve projenin ilk aşamasında çeşitli endeks deneylerden faydalanarak söz konusu parametrelerin tahmin edilmesi için araştırmalar yapılmaktadır. Halen bu amaçla kullanılan yöntemlerden en yaygın olanı Barton (1977) tarafından önerilen ampirik bağıntıdır:

$$\tau = \sigma \tan (\phi + JRC \cdot \log_{10} JCS / \sigma) \quad [2]$$

Bu eşitlikte;

τ : makaslama dayanımı (Mpa)

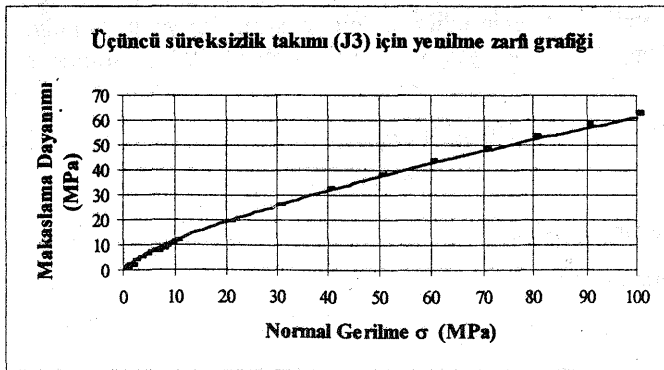
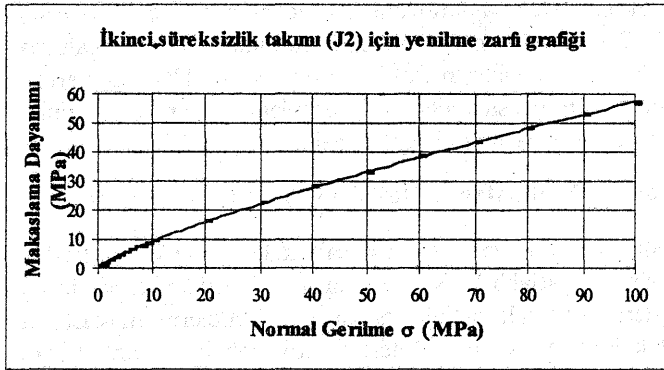
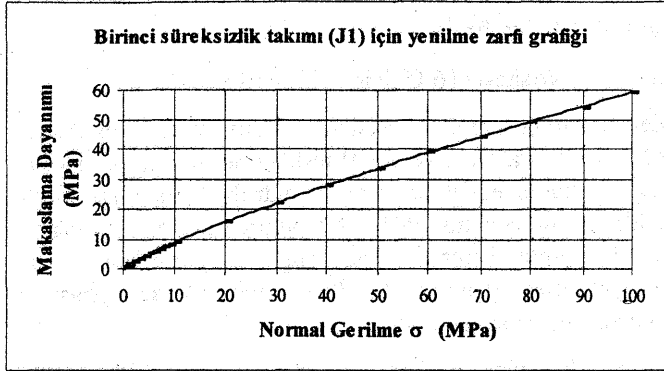
σ : normal gerilme (Mpa)

ϕ_1 : süreksizlik içsel sürtünme açısı

JRC : pürüzlülük katsayısı (Joint Roughness Coefficient)

JCS : süreksizlik yüzeyi basma dayanımı (Joint Wall Compression Strength)

Barton (1977)'un önerdiği eşitlikte eşitliğinde normal gerilmelere uygun değerler verilerek her bir süreksizlik takımına ait yenilme zarfı grafikleri elde edilmiştir (Şekil 4). Bu grafikler yardımı ile daha sonra yapılabilecek bir mühendislik yapısının yapımı veya işletimi sırasında yaratacağı gerilme koşulları altında kaya kütlelerinin nihai duraylılığı, ya da yenilmenin hangi gerilme koşulları altında oluşabileceği konusunda önceden bir fikir sahibi olunabilir.



Şekil 4. Süreksizlik takımlarına ait yenilme zarfı grafikleri

4.3. Jeomekanik Kaya Sınıflaması (R.M.R.)

R.M.R. sisteminin (Bieniawski,1989) parametreleri çalışılan taş ocağındaki kireçtaşı için saha gözlemleri/ölçümleri ve laboratuvar deney sonuçlarına göre saptanmıştır. Bölgesel olarak hemen hemen aynı litolojik ve geometrik özelliklere sahip olan taş ocağındaki kireçtaşı üzerinden D-B doğrultusunda bir yol geçeceği düşünülerek puanlandırılmıştır. Buna göre taş ocağındaki kaya kütlesi ve geometrik olarak eşleniği bir kütle olarak düşünülen ve bölgede geniş bir yayılım sunan kireçtaşının kaya sınıfı "orta kaya" olarak belirlenmiştir (Çizelge 3).

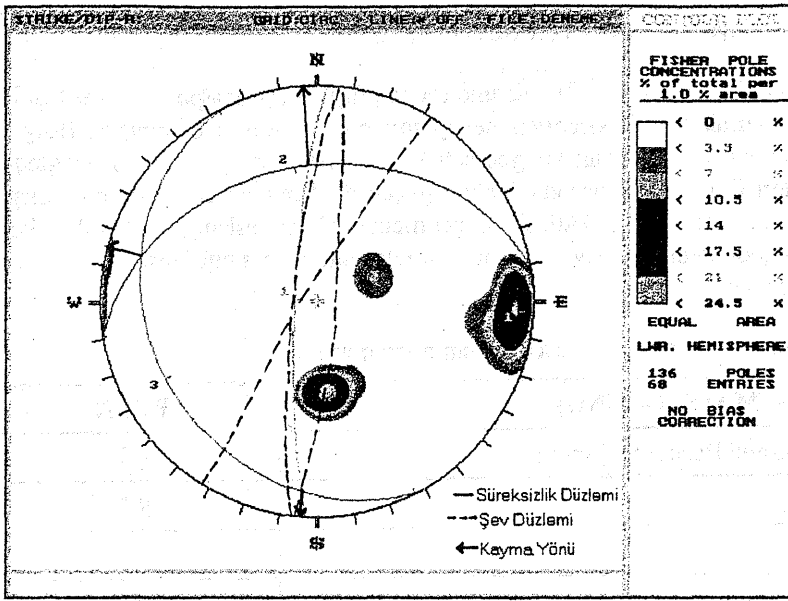
Çizelge 3. Taş ocağını oluşturan kaya kütlesinin puan durumu

R.M.R. (ROCK MASS RATING)	PUAN
Kayacın Tek Eksenli Basma Dayanımı	8.7
R.Q.D.	9.7
Aralık	7
Süreksizliklerin Durumu	14
Yeraltı Suyu Koşulları	15
Süreksizliklerin Oryantasyonu	-5
KAYA SINIFI	ORTA KAYA

4.4. Kinematik Analiz

Mühendislik yapılarının yer seçimi, inşaa aşaması ve servis süreleri boyunca güvenliği en üst, maliyeti ise en alt düzeyde tutmak önemli ölçüde stabilite problemlerinin önceden tahmin edilerek, kaçınılması ve giderilmesine bağlıdır. Bu tür problemlerin başında ise şevlerdeki stabilite problemleri gelmektedir. Şevin geometrisinin belirlenmesi için çizilecek portrede, bu çalışmanın da ana hatlarını oluşturan, genel jeolojik verilere ihtiyaç duyulmaktadır (sağlam kayanın özellikleri, süreksizliklerin geometrisi ve özellikleri, yeraltısuyunun durumu ve kayanın günlene derecesi)

Süreksizlikler içeren kayalarda oluşan şevlerin duraylılık analiz yöntemlerinden biri stereografik izdüşüm yöntemi ile yapılan kinematik analizlerdir. Limonlu taş ocağındaki süreksizlik takımlarına ait kontur diyagram, şev düzlemleri ve süreksizlik düzlemleri stereografik izdüşüm yöntemi esas alınarak, M.S. Diederich ve E.Hoek (1989) tarafından geliştirilen DIPS adlı bir bilgisayar programı yardımı ile oluşturulmuştur. Çalışılan taş ocağına ait süreksizlik yönelimlerinden itibaren oluşturulan kontur diyagramlarından itibaren yapılan kinematik analiz sonucu, taş ocağındaki potansiyel duraysızlığın kama tipi kaymayı oluşturabileceği gözlenmiştir (Şekil 5).



Şekil 5. Süreksizlik takımları ve şev aynası düzlemlerinin stereografik iz düşümleri ve potansiyel kayma yönlerini gösteren kontur diyagram

5. SONUÇLAR

Çalışma süresince yapılan saha gözlemleri ve ölçümleri, laboratuvar deneyleri ve kinematik analizlere dayalı olarak elde edilen bilgilerin mühendislik uygulamalarına yönelik değerlendirilmesi ile aşağıdaki genel sonuçlara ulaşılmıştır.

Arazi gözlemleri ve bilgisayar çözümlemeleri sonucu elde edilen süreksizlik gül diyagramları ve kontur diyagramları yardımı ile çalışma alanında, ikisi daha yaygın olmak üzere, üç süreksizlik takımının varlığı ortaya çıkarılmıştır. Bunlardan birinci süreksizlik takımı (J1)'na ait ana süreksizlik doğrultuları K20D, ikinci süreksizlik takımı (J2)'na ait ana süreksizlik doğrultuları K70-90D arasında değişmektedir. Bu iki süreksizlik takımı arasında gelişen üçüncü süreksizlik takımı (J3)'na ait süreksizlik doğrultuları ise K40-50D arasında değişmektedir.

Arazi ölçümlerinin histogram çözümlemelerinden elde edilen sonuçlara göre süreksizlik takımlarının 600 mm. ile 200 mm. arasında değişen "yakın aralık" 600 mm. ile 2000mm. arasında değişen "geniş aralık" değerlerine sahip olduğu, 3 m. ile 10 m. arasında değişen "orta devamlılık" değerlerinin yanı sıra, 1 m. ile 3 m. arasında değişen "düşük devamlılık" devamlılık değerleri arasında yoğunlaştığı ve bunun da takımların kendi aralarında, devamlılıkları ile birbirlerinden ayrılan görünürde var olan birer takımın varlığına işaret ettiği belirlenmiştir.. Limonlu taş ocağının hacimsel eklem sayısı 29.8 çatlak/cm³ olarak hesaplanmıştır. Buna göre, blok boyutunun hacimsel eklem sayısına göre tanımlanması "küçük bloklar" şeklinde olup blok şekli göz önüne alınarak, kaya kütlelerinin "düzensiz küçük bloklar"dan oluştuğu ifade edilebilir.

Çalışma alanında kireçtaşı çatlaklarının yer yer kalsit dolgu malzemesi ile dolduğu, açık süreksizlik yüzeylerinde ise yaygın olarak kırmızımsı pas rengi kil sıvanmaları ve sarımsı limonitik bir malzemenin varlığı gözlenmiştir.

Kireçtaşı bloğunda gözlenen günlenme bölgelerinin dereceleri sıra ile; II. derece (az günlenmiş kaya), III. derece (orta derecede günlenmiş kaya), IV. derece (yüksek derecede günlenmiş kaya) ve V. derece (tamamen günlenmiş kaya) şeklindedir.

Limonlu taş ocağının genelinde ve belirlenen iki alt zonda hidrolik iletkenlik değerleri saptanmıştır. Buna göre; birinci alt zon için hidrolik iletkenlik değeri, $K, 3.16 \times 10^{-8}$ m/sn. ikinci alt zon için hidrolik iletkenlik değeri, 8.5×10^{-10} m/sn. ve tüm çalışma alanı için hesaplanan hidrolik iletkenlik değeri 2.7×10^{-9} m/sn. dir

Geometrik veriler ve çeşitli endeks deneylerden faydalananak makaslama dayanımı parametreleri Barton (1977) tarafından önerilen ampirik yöntem kullanılarak tahmin edilmeye çalışılmış ve her çatlak takımı için yenilme zarfı grafiği oluşturulmuştur.

Tek eksenli basma yükü deneylerinden elde edilen değerlerin aralığı 84 MPa ile 98 MPa arasında değişmektedir.

Çalışma alanındaki kaya kütlesi, jeomekanik kaya kütle sınıflama (R.M.R) sistemine göre puanlandırılmış ve kireçtaşının kaya sınıfı "orta kaya" olarak belirlenmiştir.

Çalışma alanında yapılan kinematik analiz sonuçlarına göre; taş ocağındaki potansiyel duraysızlığın, kama tipi kaymaları oluşabileceğini göstermiştir.

6. KAYNAKLAR

- BARTON, N. ve CHOUBEY, V. (1977) The shear strength of rock joint theory and practice. *Rock mechanics*, pp. 3-54 .
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classification*. John Willey and Sons, New York, 251 p.
- E.G.W.P. (1977) The description of the rock masses for engineering purposes. *QJI Engineering Geology*, 10 ,4, pp. 319-368.
- I.S.R.M. (1978) Suggested metod for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Commision on standardizasion of laboratory and field test. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* V15 , pp. 319-368. .
- LEE, C.H. ve FARMER, I.W. (1988) A simple method of estimating rock mass porosity and permeability. *International Journal of Mining Geological Engineering*, 1990, 8, pp. 57-65.
- PAMPAL, S. (1987) Güzeloluk-Sorgun (Mersin) yöresinin jeolojisi. *Gazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, ayrı basım*, Cilt 2, Sayı 1, Ankara, s. 143-176.

SONLU FARKLAR YÖNTEMİ İLE İSTANBUL METRO TÜNELLERİNDE DEFORMASYON ANALİZİ

DEFORMATION ANALYSIS IN ISTANBUL SUBWAY TUNNELS USING FINITE DIFFERENCE METHOD

Okan ÖZBAKIR, *İTÜ Maden Fakültesi, Maslak, İstanbul*

Sina AVŞAR ve Erkin NASUF, *İTÜ Maden Fakültesi, Maslak, İstanbul*

ÖZET

Bu çalışma NATO-TU Excavation Projesi (S.F.S.) çerçevesinde gerçekleştirilmiştir. Çalışma İstanbul metrosu kazılarına bağlı olarak gelişen tünel içi ve yüzey oturma değerlerinin nümerik olarak belirlenmesini ve araziden elde edilen jeoteknik ölçümler ile karşılaştırılmasını içermektedir. Çalışmada dikkate alınan saha özellikle şehirleşmenin yoğun olduğu yerlerden (Taksim-Osmanbey) geçen tünel güzergahıdır. İn-situ ve laboratuvar çalışmaları dikkate alınarak ortamın davranışı belirlenmeye çalışılmıştır. Ele alınan saha içerisinde tünel eksenlerine dik ve paralel doğrultularda belirli aralıklarla oluşturulan ölçüm kesitlerinden elde edilen sonuçlar ile aynı kesitlerde hazırlanan iki boyutlu analitik modellerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

ABSTRACT

This study has been achieved in frame of NATO-TU Excavation Project (S.F.S.). In the study, numerical models are developed in order to predict convergence and subsidence values caused by Istanbul subway excavations especially around highly populated areas of Istanbul city. Model behaviour of the media and the surface foundations, which are affected by the excavations, are tried to be determined considering the geotechnical measurements taken during Taksim-Osmanbey route excavations of Istanbul subway tunnels. In situ deformation results obtained from cross sections vertical and parallel to the tunnel axis at certain intervals are then compared with the results obtained from the model studies.

1.GİRİŞ

Son zamanlarda hızla artan kentleşme ve bununla birlikte artan altyapı sorunlarının çözümünde yeraltı yapılarının önemi gittikçe artmaktadır. Bütün mühendislik yapılarında olduğu gibi yeraltı yapılarının da ekonomik koşullarda ve çevreye uygun bir şekilde inşası gereklidir. Bu da ancak ayrıntılı jeolojik etüd ve model çalışmaları ile mümkündür.

Model kurarak madencilik problemlerine çözüm bulma yaklaşımında en önemli husus kurulan modelin gerçek sistemi ne derecede temsil edebildiğidir. Modellerin kolay çözülebilmeleri için basit olmaları yararlıdır. Ancak gerçek sistemi iyi bir şekilde temsil edebilmeleri için, değişken sayılarının ve yapılarının karmaşık olma zarureti vardır. Buna rağmen bilgisayar teknolojisindeki hızlı gelişme daha fazla değişken sayılı ve karmaşık modellerin çözümünü kolaylaştırmıştır.

Bu araştırmada genel amaçlı bir jeoteknik programı olan FLAC (İTASCA,1995) sonlu farklar yöntemi ile model çalışması yapılmıştır. Hazırlanan iki boyutlu sonlu farklar modellerinde ortamın davranışı, sığ tünellerde rahatlıkla kullanılan ve kaya davranışıyla ilgili bir çok parametreyi içeren Mohr-Coulomb kriteri ile belirlenmiştir.

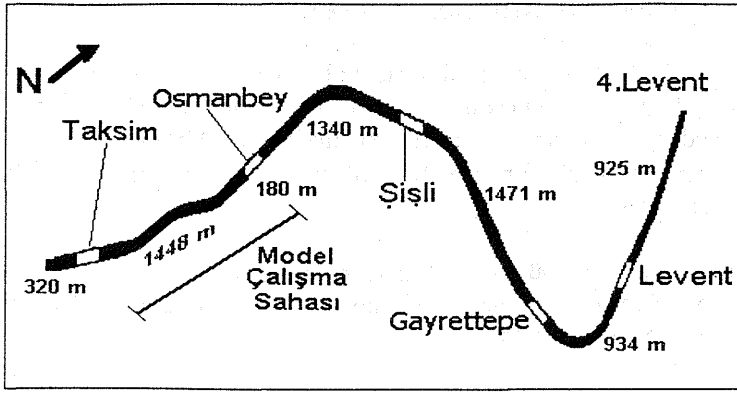
2. MODELE ESAS OLAN TÜNEL GÜZERGAHININ TANITILMASI

İstanbul metrosu, derin kazıları, geniş istasyonları ulaşım tüpleri, makas yerleri, havalandırma, drenaj, enerji ve bakım kontrol odaları ile değişik boyut ve biçimlerdeki çok sayıdaki yeraltı kaya yapısının oluşturduğu karışık bir ulaşım sistemidir(Şekil 1.). Yeni Avusturya Tünel Açma Metoduyla açılan bu tünel inşaatları genellikle bir hat gidiş bir hat geliş olmak üzere toplam tek hat üzerinden 12933 m uzunluğunda olan tünel güzergahı boyunca 22 m^2 'den 100 m^2 'ye kadar değişmektedir.

Formasyon, yüzeyden ortalama 0.5-3.5 m derinliğe ulaşan suni bir dolgunun altındadır ve yine yüzeyden 10-15 m derinliğe kadar orta ve ileri derecede ayrılmıştır. kumtaşı tabakaları silttaşı veya kiltası düzeylerine göre daha kalın katmanlıdır (5-50 m). Tabaka eğimleri genelde 30° - 80° arasında değişmektedir. Formasyon yakından incelendiğinde, kıvrımlı, aşırı derecede kırıklı ve parçalı bir yapı sergilemektedir. Plastik özelliği nedeniyle kiltası ve çamurtaşı aşırı kıvrımlanırken, daha rijit olan kumtaşları kırılarak budınajlanmıştır.

Gerek araştırma sondajlarında ve gerekse kazılarda yapılan gözlemlere göre RQD %0 ile %50 arası değişmektedir. RMR 'e göre kaya kalitesi sınıflaması yapıldığında 20 ile 55 arasında değerler elde edilmektedir.

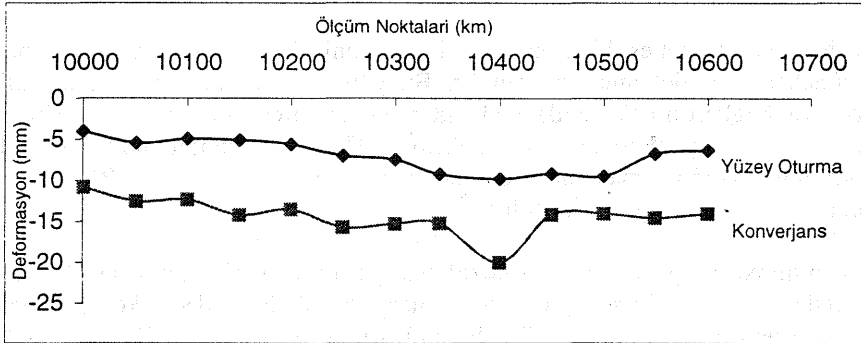
Güzergah boyunca açılan sondajlar ve tünel içi ayna raporlarına göre ortam genelde kuru ve nadiren sızıntı, damlama (0.5 lt/dak'dan az) şeklinde su geliriine sahiptir. Sondajlarla belirlenen yeraltı suyu seviyesi yüzeyden 10 m derindedir.



Şekil 1. İstanbul metrosu tünel güzergahı.

3. METRO TÜNELLERİNDEN ELDE EDİLEN KONVERJANS VE YÜZEY OTURMA ÖLÇÜMLERİ

İstanbul metrosu Taksim- Osmanbey tünellerinde yapılan ölçümlerin zamana ve jeolojik yapıya bağlı değişimler incelendiğinde, deformasyonların 8 ile 20 günlük süreler arasında durduğu görülmektedir. Metro tünellerinde ortalama ilerleme 0.8 – 1.5 m/gün arasında olduğundan yaklaşık 10 ile 20 günden sonra kazı aynasının yaklaşık 10-17.5 m gerisinde kalan ölçüm kesitlerinde deformasyonlar sona ermektedir. Gerçekleşen maksimum deformasyonlar, aşırı kırılanmış ve parçalanmış kaya kesimlerinde 25 mm'ye çıkmıştır. Kısım sağlam kaya kesimlerinde ölçülen konverjans değerleri ise 6-10 mm arasında yoğunlaşmaktadır.(Şekil.2.).



Şekil 2. İstanbul metrosu Taksim- Osmanbey hattı konverjans ve yüzey oturma miktarları

Tünel kazılarına bağlı oluşabilecek yüzey oturma değerlerini belirlemek amacı ile tünel eksenlerine dik doğrultularda belirli aralıklarla ölçümler yapılmıştır. Oturmalar ezilmiş fay zonlarında 11 mm'ye kadar maksimum okumalar ölçülmüş, genelde ölçümler ortalama 3-7 mm' civarında kalmıştır (Eriş ve Vardar,1994).

4. MOHR – COULOMB KIRILMA KRİTERİ

Kaya mekaniğinde çok yaygın olarak kullanılan Mohr-Coulomb kriteri, kayanın kırılmasını, kayma gerilmesinin aşılması sonucunda olduğunu ortaya koymuştur. Kırılmaya neden olan kesme gerilmesi (τ) malzeme sabitleri olan kohezyon (c), içsel sürtünme açısı (ϕ) ve düzlem üzerine etkiyen normal gerilmenin (σ_n) bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır.

Kırılma düzleminin en büyük asal gerilme (σ_1) ile θ açısı yapması halinde asal gerilmelere bağlı kırık yüzeyine etkiyen normal ve kesme gerilmeleri (kırılma anında), iki boyutta gerilme analizi için :

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta$$

[1]

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta$$

σ_n = normal gerilme (MPa)

σ_1, σ_3 = en büyük ve en küçük asal gerilme (MPa)

τ = kesme gerilmesi (MPa)

θ = kırılma açısı ($^\circ$)

değerini almaktadır. Burada σ_1 ve σ_3 maksimum ve minimum asal gerilmeleri göstermektedir. Sözü edilen kriter sağlam ve süresizlik içermeyen kaya numunelerine ve kaya kütlelerine uygulanmakla birlikte taşın anizotropik özelliklerinden bağımsız bir şekilde uygulanabilir (Vutukuri ve diğerleri, 1974).

5. FLAC SONLU FARKLAR PROGRAMI

FLAC hareketin temel eşitliklerini çözmek için Sonlu Farklar Yöntemini kullanan genel bir jeomekanik modelleme programıdır. Bu yöntem yeraltının düğüm noktalarından birbirleriyle bağlantılı çok sayıda elemandan oluşan sürekli ortam olarak modellendiği sonlu elemanlar yöntemine benzemektedir. Her bir düğüm noktasında hareket denkleminin çözümü zamana bağlı olarak her hareket için tekrarlanır. Böylece sistemin zamana göre davranışı gözlenmiş olur.

Burada bilinmeyen parametrelerin çözülmesi yerine eleman ağının belirli bir düğüm noktasındaki bir etkinin kısa bir zaman diliminde sadece komşu elemanları etkileyebileceği esasına dayanır. Bu dinamik yaklaşımda zaman dilimi sönümlenir ve bir problem adımı olarak alınarak statik problemler çözülebilir. Bu da sonuç olarak genel rijitlik matrisinin kurulması gereğini ortadan kaldırmaktadır.

Hem hareketin diferansiyel denklemlerinde hemde birim deformasyonları deplasman cinsinden tanımlayan bağıntılarda kısmi türevler vardır. Türevi alınacak herhangi bir fonksiyon olmamasına rağmen, zon merkezlerinde ve düğüm noktalarında fonksiyon değerleri (gerilmeler, birim deformasyonlar ve deplasmanlar) vardır. Bir kısmi türev, bir poligonun bir kenarı boyunca ortalama fonksiyon değerlerinin bu kenarın geometrik özellikleri ile çarpımını toplayarak yaklaşık olarak hesaplamak

mümkündür. Bu yaklaşık yöntem kullanılarak, problemin denklemlerindeki kısmi türevlerin hepsi gerilme veya deplasman değeri ile sonlu farklar ağıının geometrik özellikleri ile çarpımlarının toplamı şeklinde ifade edilebilir.

Yöntemin üstün tarafı açık yaklaşım yönteminin sonucu olarak olası göçme mekanizmasının adım adım analiz yöntemiyle incelenebilmesidir. Hiç matris oluşturulmadığı için gerek duyulan bilgisayar kapasitesi rölatif olarak küçüktür. Önemli derecede ek bilgisayar işlem hacmine gerek duyulmadan büyük yerdeğiştirmelerin analizi yapılabilir. Yöntem en çok dinamik hesaplamalarda etkindir. Yöntem statik problemler için kullanılırsa, diğer sayısal yöntemlerden daha çok zamana gerek duyulabilir.

FLAC'taki plastisite formülasyonu ortamı mohr-coulomb yenilme kriterine uygun bir düzlemsel deformasyon içerisinde elastik mükemmel plastik katı olarak kabul eder.

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \sigma_1 \left[\left(K - \frac{2}{3}G \right) - \left(K + \frac{4}{3}G \right) N_\theta \right] \frac{f(\sigma_1, \sigma_2, c, N_\theta)}{\gamma} \\ \sigma_2 &= \sigma_3 - \left[\left(K - \frac{2}{3}G \right) - \left(K + \frac{4}{3}G \right) N_\theta \right] \frac{f(\sigma_1, \sigma_2, c, N_\theta)}{\gamma} \\ N_\theta &= \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} \quad N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}\end{aligned} \quad [2]$$

σ'_1 ve σ'_2 : x ve y yönünde düzlemsen asal gerilmeler (MPa)

K: bulk modülü (MPa)

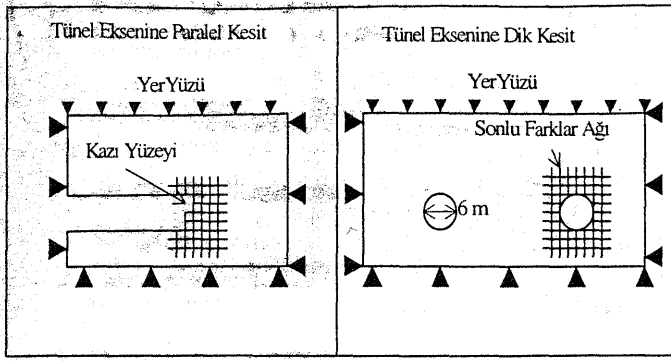
G: kesme modülü (MPa)

ϕ : içsel sürtünme açısı (°)

Program ilk önce xx,yy ve xy yönlerindeki elastik gerilme artışlarını hesaplar ve bunları asal gerilmelere çevirir. Daha sonra bunları yenilme kriteri için kullanır (ITASCA,1995).

6. MODEL GEOMETRİSİ VE SINIR KOŞULLARI

Yeraltında gerilme dağılımının değişmesine neden olan tünel inşaatı sebebiyle oluşan yük aktarımı tünel ekseninin enine ve boyuna doğrultularda olur. Buradan yola çıkılarak metro tünellerinin üç boyutlu geometrisi, tünel eksenine dik ve paralel doğrultularda alınan kesitlerin iki boyutlu bilgisayar modeli ile oluşturulmaya çalışılmıştır. Sınır koşulları sonlu farklar ağıının sınırlarında ve düğüm noktalarında verilmiştir. Oluşturulan modelde geometrik şartlar sağlandıktan sonra x ve y yönündeki deformasyon hızları sıfırlanarak göz önüne alınan ortamın, onu çevreleyen yarı sonsuz ortam ile ilişkisini gerçekçi olarak yansıtılmaya çalışılmıştır. Bu nedenle yanlarda düşey yönde sabit mesnetli, altta yatay yönde model tabanında sabit mesnetli ve üstte de her yönde serbest deplasman yapabilecek şekilde yerdeğiştirmeler sınırlandırılmıştır (Şekil 3.).



Şekil 3. Metro tünelleri için oluşturulan FLAC modelleri

Yerçekiminin neden olduğu yükler dışında yeryüzünde bulunan binaların, programda yy yönünü temsil eden hat boyunca doğrusal olduğu varsayılmıştır. Bina yükü yayılı yük olarak kat başına 10 kN/m^2 olarak alınmıştır.

Yapılan ön çalışmalarda küçük sonlu farklar ağı kullanıldığında gerilme ve deformasyonların sınır koşullarından etkilendiği görülmüştür. Bu nedenle yapılan çalışmalarda sonlu farklar ağının sınırlarının tünelden, tünel çapının en az 3 katı mesafede alınmıştır.

Yukarıdaki şekilde gösterildiği gibi sonlu farklar ağı kazıdan sonraki durumu yansıtmaktadır. Kaldırılan elemanlara etkiyen basınçlar birinci yükleme durumu olarak tünel cidarına yüklenmiştir.

Düşey yöndeki sınırlamalar, tünelin altında kalan bölgede oluşacak gerilmelerin etkilerinin ve yerdeğiştirmelerinin çok küçük olacağı varsayılarak simetri ekseninden itibaren 9 m alınmıştır.

7. MALZEME ÖZELLİKLERİ

Programda kullanılan giriş bilgileri laboratuvar deneylerinden ve sondaj verilerinden elde edilmiştir. Programa girdi olarak kullanılan malzemelerin mekanik özellikleri aşağıda çizelgede verilmiştir.

Kayaçların elastisite modülleri programda üçte bir oranında azaltılarak girilmiştir. Bunun nedeni laboratuvarda yapılan deneylerin sağlam kayaçlar üzerinde yapılması ve arazi özelliklerini tamamiyle yansıtmamasıdır (Çelebi, 1994).

Literatürde özellikle sonlu elemanlar yöntemini kullanarak yapılan bazı çalışmalarda araştırmacıların buldukları sonuçların arazide ölçülen deformasyonlarla çakışmadığını bunun nedeninin de laboratuvarda bulunan elastisite modülünün fazla olmasından kaynaklandığı ortaya konulmuştur.

Çizelge 1. Formasyonu oluşturan kayaçların mekanik özellikleri.

Litoloji	Basınç Dayanımı (MPa)		Elastisite Modülü (MPa)	
	Min / Max	Ortalama	Min / Max	Ortalama
Kumtaşı	44-67	56	8627.5-8933.5	8889
Çamurtaşı	20-45	32.5	2700-3500	3100
Şeyl	21-34.5	26	4375-6273	5417
Ortalama	20-110	60	3200-80000	35000

8. IN-SITU (YERİNDE) GERİLME DURUMUNUN OLUŞTURULMASI

Hesaplamalarda ilk adım olan ilkel gerilme durumunun oluşturulmasında elastik hesap kullanılmıştır. Bu hesap sonucunda ilkel gerilme durumu ortamın kendi ağırlığı ve dış yüklemeler aynı anda yüklenerek oluşturulmuştur.

Model geometrisi hazırlandıktan sonra ortamın mekanik parametreleri ve sınır koşulları gerçek sistemi temsil edecek şekilde programa girilmiştir.

Yerçekimi yüklemesi ise ortamın kendi ağırlığını bir elastik hesap yardımıyla yüklenir. Burada yatay basınçları hesaplamak için gerekli olan bulk modülü ve kayma modülü girilmiştir. Programda yerçekimi yüklemesi fiziksel anlamı olmayan yerdeğiştirmeler yaratacağı için deformasyon hızları başlangıçta sıfırlanmıştır.

Hesap sonucunda oluşan deformasyonlar sadece düşey yönde ve gerilmeler asal eksenler doğrultularında bulunduğu için ilkel gerilme durumunun doğru olarak elde edildiği anlaşılmaktadır.

9. MODEL ÇALIŞMALARI

Buraya kadar anlatılan bütün hususlar öncedende ifade edildiği gibi temel olarak iki ayrı model üzerinde uygulanmıştır. Birinci model Şekil 3.'de verilen tünel eksenine dik alınan üç ayrı kesiti ve ikinci model ise tünel eksenine paralel kesiti temsil etmektedir. Amaç bu iki modelde meydana gelen gerilmeler sonucunda oluşan deformasyonların incelenmesidir.

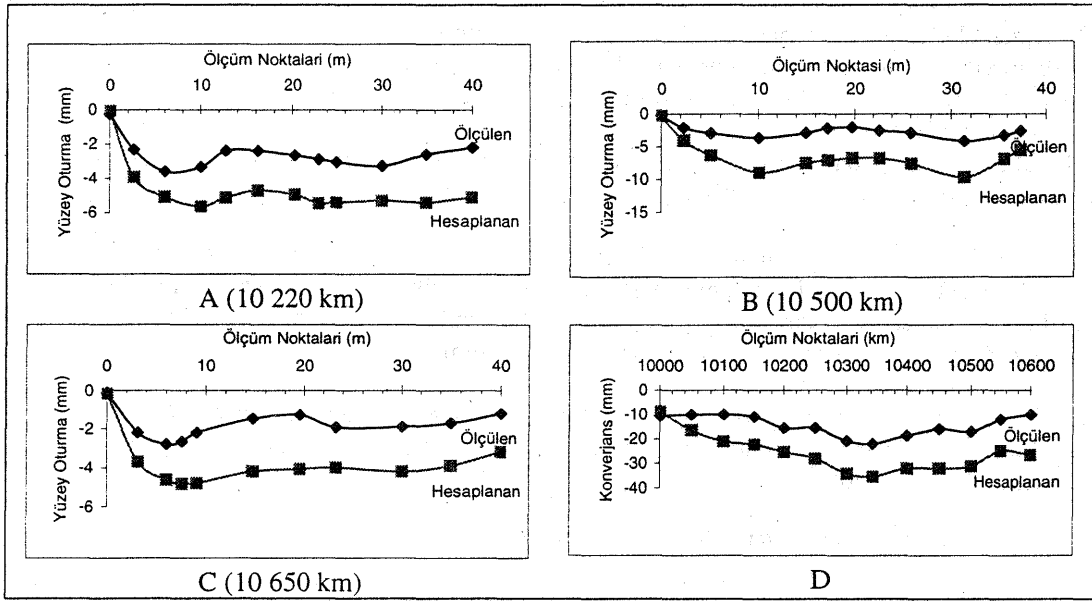
FLAC kazıyı Şekil 3.'de görüldüğü gibi ortamı oluşturan elemanları kaldırarak modellemektedir. Bu şekilde kazıdan sonraki ağırlık durumu kolaylıkla yansıtılmaktadır. Böylece ilkel gerilme dağılımı ortamın kendi ağırlığı ve dış yükler ile ilk hesap adımında etkilenecek elde edilmektedir.

Model kurarak analitik yoldan elde edilen yüzey oturma değerleri araziden alınan tünel eksenine dik 40 m'lik nivelman ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. 10220, 10500 ve 10650 km'ler için yapılan kesit modellerin çözümü sonucu bu kesitlerde, yüzeyde meydana gelecek oturma miktarları tesbit edilmiştir. Hesap sonuçlarının iyi

karşılaştırılabilmesi için oturmanın 40 m'lik hat boyunca belirgin olduğu kesitler üzerinde çalışılmıştır.

Metro tünellerinde ortalama ilerleme 1-1.5m/gün arasında olduğundan, kazı aynasının yaklaşık 15 m gerisinde deformasyonlar sona ermektedir. Kazıya bağlı oluşan yüzey oturma miktarı kayanın mekanik parametrelerinin ve kazı tekniğinin bir fonksiyonu olarak yüzeye 3-7mm mertebesinde ulaşabilmektedir. Bu küçük oturma değerleri aynı analitik çözümde Şekil 4. A,B ve C'de gösterildiği gibi 2-11 mm civarında kalmıştır (Özbakır,1997).

Tünellerde gerçekleşen deformasyonlar 10 - 25 mm arasında değişim göstermektedir. Bilgisayarla yapılan simülasyonda bu değerlerin tünel eksenı boyunca in-situ ölçümleriyle ilişkili olarak 8-34mm arasında değişen sonuçlar elde edilmiştir (Şekil 4.D).



Şekil 4. Modelleme sonucu elde edilen sonuçlar ve ölçümler

10. SONUÇLAR

Sonlu farklar yöntemi yapılan çalışmadan da görüldüğü gibi, mühendise yapıyı gerçeğe en yakın boyutlarda analitik olarak modelleme imkanını vermektedir. Ancak kritik bir analiz yapmadan seçilen yöntem ve elde edilen sayısız elektronik hesap çıktılarına güvenmek hatalı olacaktır. Elde edilen sonuçlar daima gerçek ölçümler göz önünde tutularak değerlendirilmelidir.

Aynı formasyon şartlarında kurulan üç ayrı kesitten elde edilen sonuçların birbirine yakın oldukları görülmüştür. Analitik yolla hesaplanan oturma değerlerinin ölçülen

gerçek oturma değerlerinden 1.6 kat daha fazla olmaktadır. Bu da modelde kullanılan elastisite modüllerinin ve diğer mekanik büyüklüklerin araziye doğru temsil etmemesinden kaynaklanmaktadır. Ancak modellerin yalnız bu haliyle kullanılamayacağı, daha kesin ve doğru sonuçların elde etmek için model sayısının artırılması gerektiği ortadadır.

Kullanılan FLAC sonlu farklar programı zemin ve kayanın gerilme - şekil değiştirme davranışının belirlenmesinde kullanılan bir programdır. Bu programda bir tünel profili etrafında oluşan gerilme ve şekil değiştirme durumu incelenmiştir.

11. TEŞEKKÜR

NATO-TU Sfs projesi çerçevesinde gerçekleştirilen bu çalışmaya yardımlarını esirgemeyen proje mensuplarına ve verilerin yayınlanmasına izin veren İstanbul Büyükşehir Belediyesine teşekkür ederim.

12. KAYNAKLAR

- Çelebi, N. (1994), İstanbul Metrosu Projelerinin Parametreleri ve Boyutlandırılması, Ulaşımında Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu 1-3 Aralık İstanbul, 69-92.
- Eriş, İ.ve Vardar, M. (1994), İstanbul Metrosu Örneğinde Kaya Mekaniği Parametrelerinin Uygulama ve Planlamadaki Yeri, Ulaşımında Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu , İstanbul, 13-24.
- İTASCA. (1995) Fast Lagrangian Analysis of Continua Manual, Ver:3.3 Itasca Consulting Group, Inc, Minesota.
- Özbakır, O. (1997) İstanbul Metro Tünellerinin FLAC Bilgisayar Programı İle Modellenmesi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.
- Vutukuri,V.S, Lama,R.D ve Saluja, S.S. (1974)Handbook on Mechanical Properties of Rocks, Trans. Tech.Pub. Germany,280p

SÜREKSİZLİKLERİN YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN FRAKTAL GEOMETRİ YARDIMIYLA SAYISAL TANIMI

QUANTITATIVE DEFINITION OF DISCONTINUITY SURFACE ROUGHNESS BY USING FRACTAL GEOMETRY

Kayhan DEVELİ, İ.T.Ü., Maden Fak., Uygulamalı Jeoloji A.B.D., 80626 Maslak, İstanbul
Mahir VARDAR, İ.T.Ü., Maden Fak., Uygulamalı Jeoloji A.B.D., 80626 Maslak, İstanbul

ÖZET

Bu bildiride, süreksizliklerin yüzey pürüzlülüğünün mekanik davranış üzerindeki etkisinin araştırıldığı bir çalışmanın ilk aşama sonuçları özetlenmektedir. Pürüzlülüğün ölçümü için tamamen bilgisayar kontrollü yeni bir ölçüm düzeneği dizayn edilip geliştirilmiştir. Düzenek; bir elektro-mekanik yüzey tarama aygıtı, bir kontrol ünitesi ve bir bilgisayardan oluşmaktadır. Bu ölçüm düzeneği ile araştırmada kullanılan örneklerin yüzey topografyası sayısallaştırılmıştır. Pürüzlülüğün sayısal tanımı için *fraktal geometri yaklaşımından* yararlanılmış ve başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Bu nedenle kaya mekaniği ve mühendislik jeolojisi çalışmalarında *fraktal geometri yaklaşımından* yararlanılabileceği anlaşılmıştır.

ABSTRACT

This paper summarizes the first stage results of a study in which the effect of discontinuity roughness on mechanical behaviour is being investigated. A new fully computer-controlled system is designed and developed to measure roughness. The system consists of an electro-mechanical surface scanning device, a control unit and a computer. By means of this measurement system, surface topography of the samples used in this study is digitized. *Fractal geometry concept* is used for quantitative definition of surface roughness and meaningful results are obtained. From these results, it is concluded that *fractal geometry concept* can be utilized in rock mechanics and engineering geology related studies.

1. GİRİŞ

Yerkabuğunda doğal etkilerle veya şevler, yarmalar, temel çukurları gibi tarafımızdan gerçekleştirilen yerüstü kazıları sırası ve sonrasında doğal gerilme durumu bozulmakta, bu gerilmelerin yer, yön ve şiddeti değişerek ikincil gerilme durumları oluşmaktadır. İkincil gerilmeler dengede olan yamaç ve şevlerin duraylılığını bozabilmekte, sonuçta değişik türde kütle hareketleri oluşabilmektedir.

Blok ve kama kaymaları kaya şevlerinde görülen yenilme türleridir. Duraylılık analizlerinde kaymanın Coulomb yenilme koşuluna uygun şekilde gerçekleştiği varsayılmaktadır. Buna göre; kayma, kayma direncinin kaydırıcı kuvvet olan kesme kuvveti tarafından aşılması ile meydana gelmektedir. Kayma direnci (τ), kayma düzleminin mekanik parametreleri olan kohezyon (c) ile sürtünme açısına (ϕ) bağlı olup normal gerilme (σ_n) nin fonksiyonudur.

$$\tau = f(c, \phi, \sigma_n) \quad [1]$$

Laboratuvar ve arazide sürdürülen kaya mekaniği çalışmalarında pürüzlülüğün, süreksizliğin kesme dayanımı ve davranışını niçin, nasıl ve hangi ölçüde etkilediği araştırılmaktadır. Bu tür çalışmalarda öncelikle süreksizlik pürüzlülüğünün tanımlanması ve daha sonra da bu pürüzlülüğün süreksizlik yüzeyinin kohezyon ve sürtünme açısından neden olduğu değişikliklerin belirlenmesi hedeflenmektedir.

Bu amaçla, genelde, kaymaların beklendiği doğrultularda bir veya birkaç yüzey profili çıkarılmakta ve bu profillerin geometrilerinden yararlanılarak da pürüzlülük tanımlanmaktadır. Ancak birbirlerine paralel olarak aynı yüzeyden çıkarılan profil geometrilerinin bile çoğu kez birbirinden farklı olduğu görülür. Bu nedenle yüzeyin genelini yansıtan gerçekçi bir pürüzlülük tanımının üç boyutlu analizlere dayandırılması zorunludur.

Bu çalışmada, kayalarda gelişmiş olan süreksizliklerdeki pürüzlülüğünün sayısal tanımı farklı koordinatlardaki yükselti değerlerinin ölçümü ile alansal olarak yapılmak istenmiştir.

Ölçüm işlemi için mekanik ve elektronik aksamı tarafımızca tasarlanıp geliştirilen, bilgisayar kontrollü bir ölçüm düzeneği kullanılmıştır. Yüzey pürüzlülüğünün sayısal belirlenimi için ölçüm sonuçlarına fraktal geometri yaklaşımı uygulanmıştır.

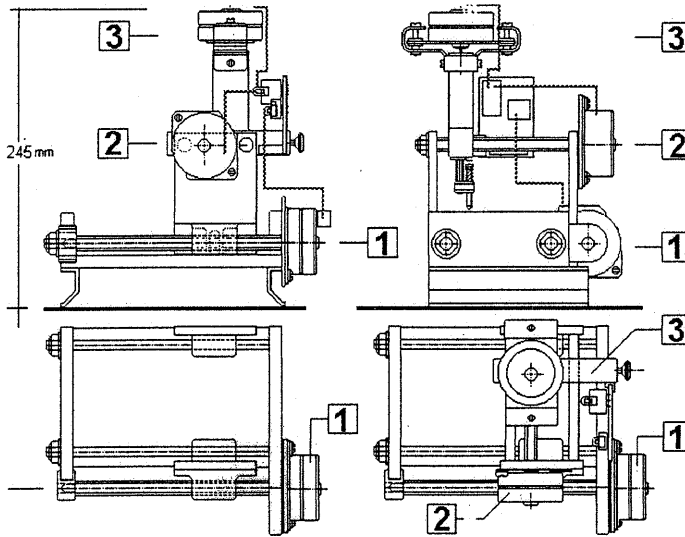
2. YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN ÖLÇÜMÜ

Yüzey pürüzlülüğünün tanımlanmasına yönelik olarak yapılan çalışmalarda, genellikle süreksizlik düzlemi üzerinde kaymaların beklendiği doğrultularda bir veya birkaç yüzey profili çıkarılmakta ve bu profillerin geometrilerinden hareketle nitel (Patton, 1966 ; Piteau, 1970 ; Barton ve Choubey, 1977 ; ISRM, 1978) veya nicel (Tse ve Cruden, 1978 ; Carr ve Warriner, 1987 ; Türk, vd., 1987 ; Lee, vd., 1990) pürüzlülük tanımlamaları yapılmaktadır.

Bu profillerin eldesinde, süreksizlik yüzeyi üzerinde seçilen bir hat boyunca belirli noktalarda yükselti değerleri ölçülmekte, başka bir deyişle bu hat boyunca yüzey sayısallaştırılmaktadır. Yüzey profillerinin eldesi amacıyla, Rengers (1970), Fecker ve Rengers (1971), Önalp (1975), Lee v.d. (1990), Ferraro ve Giani (1990), Huang ve Doong (1990), Tsoutrelis v.d. (1990), Ord ve Cheung (1991) tarafından değişik ölçüm aygıtları geliştirilmiş ve kullanılmıştır.

2.1. Pürüzlülüğün Ölçümü İçin Geliştirilen Bilgisayar Denetimli Düzenek

Mekanik ve elektronik aksamı tarafımızdan tasarlanan ve geliştirilen ölçüm düzeneği tümüyle bilgisayar denetimli olup elektro-mekanik bir yüzey tarama aygıtı ile bir kontrol ünitesi ve bilgisayardan oluşmaktadır (Develi, 1996). Yüzey tarama aygıtı 3-boyutlu kartezyen koordinat sisteminde x, y ve z doğrultularında hareket edebilen 3 ana elemandan oluşmaktadır (Şekil 1). Her bir parçanın hareketi birer step motor tarafından sağlanmaktadır. Çatlak yüzeyi üzerindeki yükseltiye yatay ve düşey doğrultularda ötelenen bir iğne yardımıyla ölçülmektedir. x ve y doğrultularındaki hareketi sağlayan step motorlar (SPM1 ve SPM2) bu iğneyi yüzey üzerindeki ilk ölçüm noktasına getirmekte ve düşey yönde (z-dogrultusu) hareketi sağlayan step motor (SPM3) yardımıyla da belirli bir referans düzeyinden aşağıya inmektedir. İğne çatlak yüzeyine dokunur dokunmaz step motorun o ana kadar yapmış olduğu devir sayısı bilgisayar programı tarafından sayılmakta ve belirlenen kalibrasyon sabiti yardımıyla noktanın yüksekliği belirlenmektedir. İğnenin yüzeye dokunması ile birlikte iğneye bağlı olan bir anahtar kapalı pozisyona geçmekte ve böylece step motor (SPM3) 'un geri dönme hareketi ile iğne başlangıçdaki referans seviyesine çekilmektedir.



YAZILIM DENETİMLİ STEP MOTORLAR

- 1 x- doğrultusundaki hareket (SPM1)
- 2 y- doğrultusundaki hareket (SPM2)
- 3 z- doğrultusundaki hareket (SPM3)

Şekil 1: Geliştirilen yüzey tarama aygıtı.

Benzer şekilde, çatlak yüzeyi üzerinde, eşit örnekleme aralıkları ile her nokta için aynı işlem tekrarlanmaktadır. Böylece yüzeye ait yükselti değerleri 0.1mm'lik duyarlılıkla ölçülmekte ve yüzeyin topoğrafyası sayısallaştırılmaktadır. Geliştirilen bu prototip yüzey tarama aygıtı ile en fazla 56x56 mm.lik örnekler taranabilmektedir. Yatay düzlemdeki ölçme duyarlılığı (Δ) ise 1mm'dir.

3. YÜZEY PÜRÜZLÜLÜĞÜNÜN FRAKTAL GEOMETRİ İLE SAYISAL TANIMI

3.1. Fraktal Geometri Kavramı

"Fraktal Geometri" kavramı ilk olarak 1967 yılında Polonyalı fizikçi ve matematikçi Benoit B. Mandelbrot (Mandelbrot, 1967) tarafından, doğada mevcut olan düzensiz, gelişigüzel cisimlerin geometrilerini tanımlamak amacıyla ortaya atılmıştır.

Fraktal terimi, Latince "fractus" dan gelmekte olup düzensiz, gelişigüzel anlamındadır. Mandelbrot; bulutların küre, dağların koni, kıyıların yuvarlak olmadığını ve öklid geometrisi ile tanımlanan topolojik boyutun (D_T) doğadaki bir çok olguyu açıklamakta yetersiz kaldığını belirtmiştir. Mandelbrot, gelişigüzel bir eğrinin uzayda tek boyutlu ($D_T=1$) bir doğru parçasından daha fazla alan kapladığını ve boyutlarının 1 ile 2 arasında ($1 < D < 2$) değişen değerler alması gerektiğini savunmuştur. Benzer şekilde; herhangi bir pürüzlü yüzeyin topolojik olarak 2-boyutlu ($D_T=2$) bir düzlemde daha fazla, ancak 3- boyutlu ($D_T=3$) prizmatik bir cisimden ise daha az bir hacim doldurduğu ve 2 ile 3 arasında ($2 < D < 3$) değişen boyutsal değerler alması gerektiği savunulmuştur. Düzenli geometrik şekillere uymayan doğal şekillerin geometrisini nicel olarak belirtmek amacıyla tanımlanan bu yeni boyut kavramı Mandelbrot(1967) tarafından **fraktal boyut (D)** olarak adlandırılmıştır.

Mandelbrot, v.d. (1984)'in, metallerde gelişen kırık yüzeylerinin geometrisini fraktal geometri ile tanımlamalarının ardından, çeşitli araştırmacılar (Türk vd., 1987; Carr ve Warriner, 1987; Lee vd., 1990) kayalarda gelişen süreksizliklerin yüzey pürüzlülüğünü belirlemeye yönelik çalışmalarda bu yeni yaklaşımı kullanmaya başlamışlardır. Adı geçen araştırmacılar Barton ve Choubey (1977)'e ait olan ve JRC (joint roughness coefficient) değerleri bilinen 10 standart süreksizlik profilinin fraktal analizini yapmışlar ve JRC değerleri ile hesaplanan fraktal boyutlar (D) arasında doğru orantılı bir ilişki bulmuşlardır. Araştırmacılar profillerin pürüzlülüğü arttıkça hesaplanan fraktal boyut (D) değerlerinde de bir artış gözlemlendiğini belirtmişlerdir. Süreksizlik pürüzlülüğünün fraktal analizinde kullanılan *divider*, *box counting*, *power spectral density* gibi yöntemlere literatürde değinilmektedir (Feder, 1988 ; Mandelbrot, 1988)

3.2. Güç Spektrum Yoğunluğu Analizi (Power Spectral Density, PSD)

Süreksizlik yüzeylerinin pürüzlülüğünü fraktal boyut ile tanımlamak için güç spektrum yoğunluğu analizinden yararlanılmıştır. Topolojik olarak tek boyutlu bir profilin fraktal boyutu, $\log S(k)$ - $\log k$ diyagramındaki nokta dağılımını yansıtan regresyon doğrusunun eğiminden hesaplanabilmektedir. Bu iki parametre arasındaki bağıntı Berry ve Lewis (1980) tarafından

$$S(k) \propto k^{-\beta}$$

[2]

eşitliği ile verilmektedir. Burada,

$S(k)$: güç

k : dalga sayısı

β : lineer regresyon doğrusunun eğimidir.

Fraktal boyut (D) ile regresyon doğrusu eğimi (β) arasında da,

$$D = (5 + \beta) / 2$$

[3]

ilişkisi tanımlanmıştır. Süreksizlik yüzeyi üzerinde bir doğru boyunca çıkarılan profilin güç spektrum yoğunluğu 1-boyutlu Fourier dönüşümü ile hesaplanabilmektedir. Benzer şekilde, topolojik olarak 2-boyutlu bir yüzeyin güç spektrum yoğunluğu 2-boyutlu Fourier dönüşümü ile bulunmakta ve daha önce [2] no'lu bağıntı ile verilen eşitlik bu durumda da geçerli olmaktadır. Ancak bu kez süreksizlik yüzeyinin fraktal boyutu

$$D = (8 + \beta) / 2$$

[4]

eşitliği ile hesaplanmaktadır (La Pointe ve Barton, 1995).

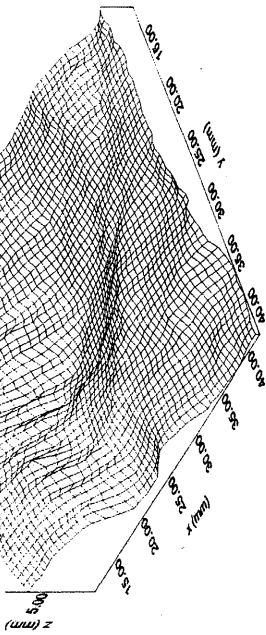
3.3. Deneysel Çalışma

Yüzey pürüzlülüğünün ölçümü ve fraktal analizi 4 örnek üzerinde gerçekleştirilmiştir. K1 ve K2 no'lu örnekler Harşit Vadisi, Kürtün Barajı eksen yerinde yüzeylenen kayaların doğal süreksizliklerinden alınmıştır. Bu iki örnek kristalli kireçtaşı olup, karstlaşmaya bağlı olarak kırıklandıkları andaki birincil yüzey özelliklerini kaybetmişlerdir. Diğer kayalara oranla daha az pürüzlü süreksizlik yüzeyleri sunmaları nedeniyle K3 no'lu örnek Zonguldak havzası kömürlerinden alınmıştır. K4 no'lu örnek ise laboratuvar da dolaylı (Brazilian) çekme deneyi sonucu oluşturulmuş bir mermer yüzeyini simgelemektedir.

Örnekler 32x32 mm boyutunda olup kare kesitlidir. Geliştirilen yüzey tarama aygıtı ile pürüzlü yüzeylerdeki yükselti değerleri 0.1 mm'lik duyarlılıkla ölçülmüş ve doğrudan bilgisayardaki veri-işlem dosyalarına kaydedilmiştir. Ölçüm sırasında yatay düzlemdeki (x-y) örnekleme duyarlılığı (Δ) milimetre karede bir ölçüm olarak seçilmiştir. Örneklerin veri dosyalarının, günümüzde yaygın olarak kullanılan SURFER paket programı ile değerlendirilmesi sonucu her ölçüm yüzeyinin blok diyagramı elde edilmiştir (Şekil 2).

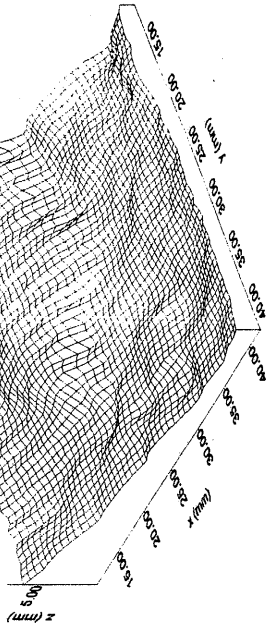
Dosyalanan ölçüm verilerine 2-boyutlu Fourier transformu uygulanmış ve böylece her bir örnek yüzeyi için *güç spektrum grafikleri* elde edilmiştir. Bu grafiklerdeki nokta dağılımını en iyi şekilde yansıtan lineer regresyon doğruları çizilmiş ve bunların eğim değerleri (β) bulunmuştur. Bu değerler 4 no'lu eşitlikte değerlendirilerek fraktal boyutlar hesaplanmıştır. K3 no'lu kömür örneğinin güç spektrum grafiği Şekil 3'de verilmiştir.

K1



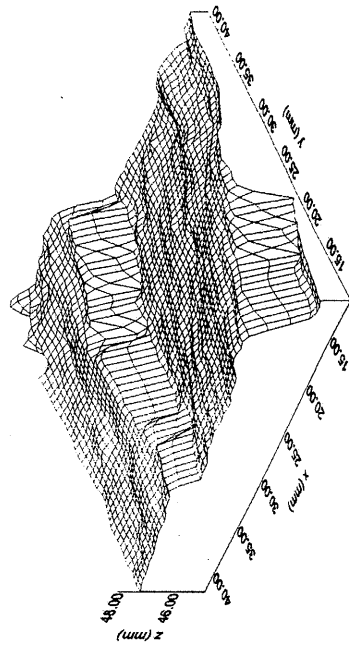
D=2,10

K2



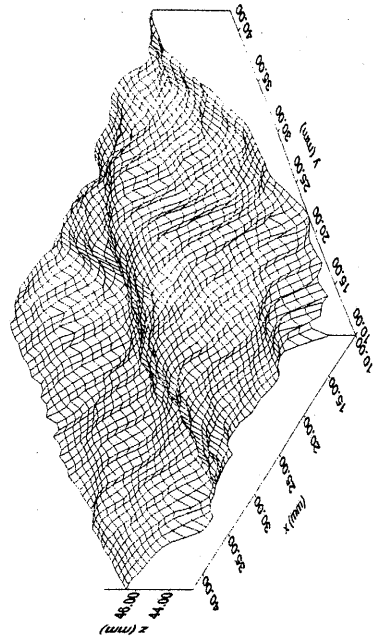
D=2,105

K3



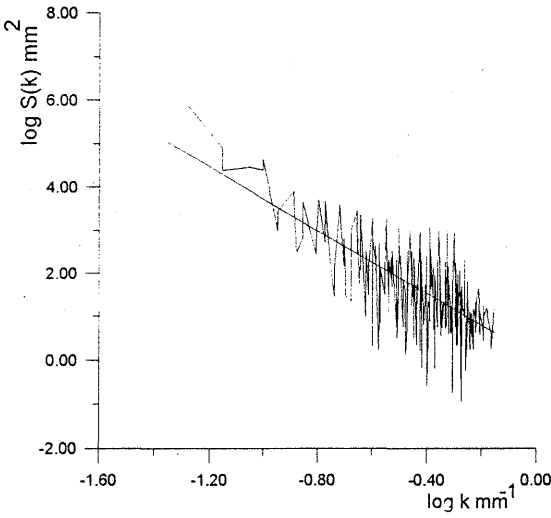
D=2,18

K4



D=2,43

Şekil 2. Yüzey ölçümleri yapılan örneklerin blok diyagramları.



Şekil 3. K3 no'lu örnek yüzeyine ait güç spektrum grafiği ($\beta = -3.64$, $D = 2.18$).

4. SONUÇLAR

Farklı pürüzlülük yüzeylerini 3 boyutta yansıtmaya elverişli bir ölçüm düzeneği geliştirilmiştir. Bu düzenek yardımıyla milimetrekarede 0.1 mm duyarlığında (0.1 mm³'lük hacimsal pürüzlülüğü ölçebilen) hacimsal veri tabanları oluşturulmuştur.

Pürüzlülüğün sayısal tanımının farklı pürüzlülük yüzeylerindeki değişimini irdelemek amacıyla dört değişik yüzey türü seçilmiştir. Bu yüzeylerden elde edilen veri tabanlarının fraktal analizi gerçekleştirilerek fraktal boyutları hesaplanmış ve bu fraktal boyut değerleri birbirleriyle karşılaştırılmıştır.

Değişik yerlerden alınmakla birlikte, aynı kayacın aynı süreksizlik takımına ait K1 ve K2 yüzeyleri için bulunan fraktal boyutlar 2.10 ve 2.105 gibi birbirine çok yakın değerlerdir. Fraktal boyutun pürüzsüz yüzeyler için 2, çok pürüzlü yüzeyler için 3'e yakın değerler alacağı düşünüldüğünde, az pürüzlü ve geniş dalgalanmalı bu yüzeyler için bulunan değerler anlamlıdır.

Basamaklı ve az pürüzlü olan K3 örneğinde ise fraktal boyutun 2.18 e çıktığı saptanmıştır.

Dalgalanmalı ve pürüzlü, çekmeye bağlı kopma yüzeyinde (K4) ise beklenildiği gibi örnekler arasındaki en yüksek fraktal boyut (2.43) hesaplanmıştır.

Bu çalışmada fraktal geometri yaklaşımının birbirinden farklı yüzeylerdeki pürüzlülüğün sayısal tanımında başarılı olduğu görülmüştür. Bu nedenle *fraktal geometri yaklaşımı* kaya mekaniği ve mühendislik jeolojisi çalışmalarında yararlanılabilecek yeni bir yöntem olarak ele alınmalıdır.

5. KAYNAKLAR

- Barton, N. and Choubey, V.** (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* (Springer-Verlag) Vol.10, pp. 54.
- Berry, M.V. and Lewis, Z.V.** (1980). On the Weierstrass-Mandelbrot fractal function, *Proc. Roy. Soc. London. Ser., A*.370, pp. 459-484.
- Carr, J.R. and Warriner, J.B.** (1987) Rock mass characterisation using fractal dimension. *Rock Mechanics*, Tucson, Arizona, Balkema, Rotterdam, pp. 73-80.
- Develi, K.** (1996). Harşit Vadisi-Kütün Barajı aks yeri kayalarında çatlak yüzeylerindeki pürüzlülüğün sayısal tanımı. (Master Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Fecker, E. and Rengers, N.** (1971). Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass. *Proc. Symp. Rock Fracture*, Nancy, pp.1-18.
- Feder, J.** (1988) *Fractals*, Plenum Press, New York.
- Ferraro, A.M. and Giani, G.P.** (1990). Geoistatistical description of the joint surface roughness. W.A. Hustrulid and G.A. Johnson (eds), *Rock Mechanics Contributions and Challenges, Proc. 31st. U.S. Symp. on Rock Mechanics*, Golden, Colorado. Balkema, Rotterdam, pp. 463-470.
- Huang, T.H. and Doong, Y.S.** (1990). Anisotropic shear strength of rock joints, *Rock Joints, Proceeding of the International Symp. on Rock Joints*. Barton and Stephanson (eds), Loen, Norway, Balkema, Rotterdam, pp. 211-218.
- ISRM** (1978). (Commission for Standartization of Laboratory and Field Tests), Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.* Vol.15, pp. 319-368.
- Lee, Y.H., Carr, J.R., Barr, R.D.J. and Hass, C.J.** (1990). The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, Vol.27, No.6, pp. 453-464.
- La Pointe, P.R. and Barton, C.C.** (1995). Creating reservoir simulations. *In Fractals in Petroleum Geology and Earth Process*. C.C. Barton and P.R. La Pointe (eds.). Plenum Press, New York, pp. 267-268
- Mandelbrot, B.B.** (1967). How long is the coast of britain ? *Statistical Self-Similarity and Fractal Dimension*, *Science* 155, pp. 636-638.
- Mandelbrot, B.B., Passoja, D.E. and Paullay, A.J.** (1984). Fractal character of fracture surfaces of metals. *Letters to Nature*, 308, pp. 721-722.

- Mandelbrot, B.B.** (1988). The science of fractal images. *Springer-Verlag*, Newyork, USA.
- Ord, A. and Cheung, C.C.** (1991). Image analysis techniques for determining the fractal dimensions of rock joint and fragment size distributions. *Proceeding of the International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*. G. Beer, J.R. Booker and J.P. Carter. (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 87-91.
- Önalp, A.** (1975). Yamaçların dengesindeki etkenlerin incelenmesi, (*Doçentlik Tezi*), K.T.Ü.
- Patton, F. D.** (1966). Multiple modes of shear failure in rock., *Proc. 1st Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon, Vol.1, pp. 509-513.
- Piteau, D.R.** (1970). Geological factors significant to the stability of slope cut in rock. *Proc. Symp. Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, pp. 33-53.
- Rengers, N.** (1970). Influence of surface roughness on the friction properties of rock planes. *Proc 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech.*, Belgrade, Vol.1, pp. 229-234.
- Tse, R. and Cruden, D. M.** (1978). Estimating joint roughness coefficients. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol.16, pp. 303-307.
- Turk, N., Greig, M.J., Dearman, M.R. and Amin, F.F.** (1987). Characterisation of rock joint surfaces by fractal dimension. I.W. Farmer, J.J.K. Daeman, C.S. DESAI, C.E. Glass, S.P. Neuman (eds), *Rock Mechanics, Proc. 28th U.S. Symp. on Rock Mechanics*, Tucson, Arizona, Balkema, Rotterdam, pp.1223-1236.
- Tsoutrelis, C.A., Exadaktylos, G.E., Kapanis, A.P.** (1990). Study of the rock mass discontinuity system using photo analysis. *Proceeding of the International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, H.P. Rossmanith. (eds), Vienna, Austria, Balkema, Rotterdam, pp.103-112.

FLAC PROGRAMI İLE ANKRAJLI İKSA DUVARININ MODELLENMESİ

MODELING OF A RETAINING WALL WITH ANCHORAGES USING FLAC SOFTWARE

Sina AVŞAR, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Maslak, İstanbul

Okan ÖZBAKIR, Erkin NASUF, İ.T.Ü. Maden Fakültesi, Maslak, İstanbul

ÖZET

Bu çalışma NATO-TU Excavation Projesi (S.F.S.) çerçevesinde gerçekleştirilmiştir. Çalışmada FLAC isimli modelleme programı kullanılarak İstanbul Metrosunda uygulanmış olan derin kazı destek sistemi için temel model özelliği taşıyabilecek bir ankrajlı perde duvar modeli hazırlanmıştır. Modelin hazırlanmasında Taksim İstasyonu derin kazısında AD1 olarak isimlendirilen ankrajlı betonarme perde duvar örnek olarak seçilmiştir. Derin kazının açılmış olduğu Trakya formasyonu özellikleri ve duvar üzerinde uygulanmış olan öngermeli ankrajlar ile beton duvarın malzeme özellikleri modelde tanımlanmıştır. Modelin etkinliği araziden alınmış olan jeoteknik ölçüm sonuçları ile yapılan karşılaştırmayla izlenmiştir. Sonuçta modelin, duvarın gerçek davranışını temsil edebilir nitelikte olduğu görülmüştür.

ABSTRACT

This has been achieved in frame of NATO-TU Excavation Project (S.F.S.). In the study, model of a retaining wall with anchorages which has been applied in Istanbul Subway Construction has been prepared by using FLAC. In the model the wall named as AD1 which has been constructed in deep excavation of Taksim Station has been considered as sample wall. Trakya formation's features, pretensioned anchorages' features and concrete's features of retaining wall have been identified in the model. The model's efficiency was evaluated by comparing model results and in-situ measurements. As a result the model can represent the wall.

1. GİRİŞ

Son yıllarda, nüfus artışı, hızlı kentleşme ve bunlara bağlı olarak ortaya çıkan ulaşım, çevre kirliliği ve kentlerde kullanılabilir arazinin azalması gibi problemler mühendisleri yeraltına yöneltmiş ve kent içi yeraltı yapılarının inşası için uygulanan kazı ve destekleme teknolojilerinin hızla ilerlemesine neden olmuştur.

Bu teknolojik ilerleme kentsel yaşamı daha kolaylaştırmasının yanında, birtakım sorunları beraberinde getirmiştir. Özellikle kent içinde, yerleşim yoğunluğunun yüksek olduğu bölgelerin metro tünellerinin güzergahı üzerinde bulunması, bu tip yeraltı yapılarının çevreye olan etkisinin minimize edilerek, gerçekleştirilmesi zorunluluğunu doğurmaktadır.

Jeomekanik biliminin doğal olarak içerdiği belirsizlikler, bir yeraltı yapısının projelendirilmesi sırasında, sözkonusu yapının sebep olabileceği hareketlerin önceden tamamen, belirlenebilmesini imkansız kılmaktadır.

Bu amaca yönelik olarak yeraltı boşluklarının etrafında oluşan gerilme durumunun analizi için bir çok nümerik yöntemler geliştirilmiştir. Nümerik yöntemler ile birlikte, bu yöntemleri kullanarak çalışan, sistem içindeki dengelenmemiş kuvvetleri hesaplayan ve fiziksel sistemi resmederek hareketlerin yönü ve gelişimi hakkında yaklaşım imkanı sağlayan bilgisayar yazılımları ortaya çıkmıştır. Yeraltı yapısının etrafındaki hareketlerin en güvenli şekilde gözlemlenmesi ancak bilgisayar modelleri yardımı ile olmaktadır.

Bilgisayar modelinin gerçeğe ne kadar yakın sonuç verebileceği, model sonuçları ile sahadan gelen ölçüm sonuçlarının karşılaştırması ile mümkündür. Bu karşılaştırma yapılırken sahadan elde edilen verilerin hatalı olması ihtimali gözönünde tutulmalıdır. Modelden bir destek sisteminin tasarımı için gerekli olan değerleri vermesi beklenmemelidir. Modelin amacı sistemin davranışını resmetmek ile sınırlıdır. Doğal olarak hiçbir bilgisayar modeli gerçek şartları tam olarak veremez, fakat hareketlerin yönü ve muhtemel hareketler sonucunda kritik etkilere uğrayabilecek bölgeler hakkında bilgiler verebilir.

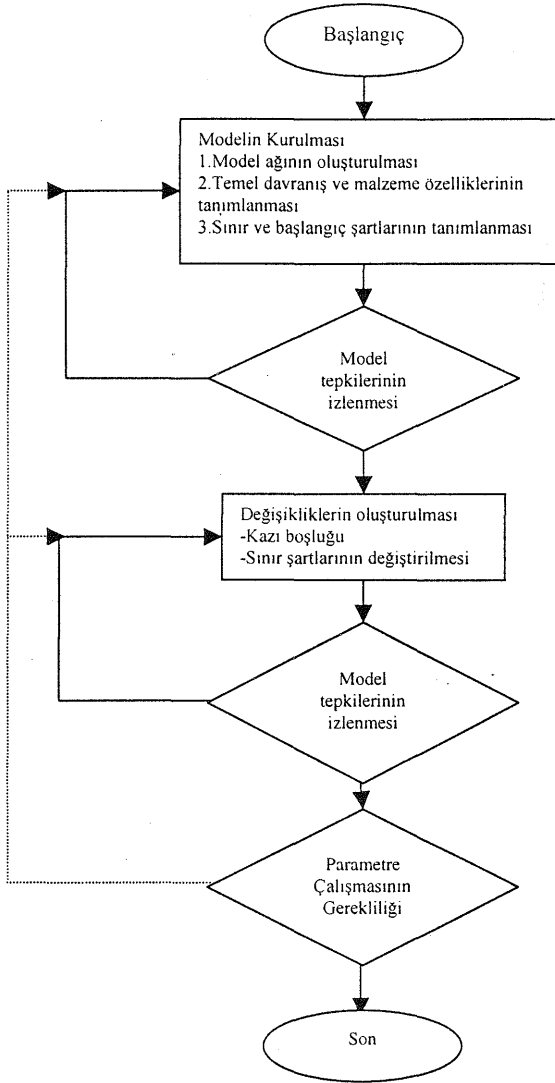
2. MODELİN OLUŞTURULMASI

İstanbul Metrosu Taksim İstasyonu 2.Konkors yapısındaki ADI duvarının modeli temel olarak dört bileşenden oluşmaktadır:

- Model geometrisi ve ağı,
- Esas davranış ve malzeme özellikleri,
- Sınır ve başlangıç koşulları,
- Yapılan değişiklikler,

Model geometrisi ve ağı, problemin görünüşünü ifade eder. Esas davranışlar ve malzeme özellikleri modelin herhangi bir mekanik etki altındaki temel davranışını, sınır ve başlangıç koşulları ise modelin fiziksel sınırlarını ve başlangıçta modele etkiyen

ortam koşullarını ifade eder. Bu üç bileşen modelin temel hazırlama aşamalarını oluşturmaktadır. Bu aşamalardan sonra modelde, kazı boşluğunun oluşturulması, destek sisteminin yerleştirilmesi gibi değişiklikler yapılabilir. Modelin hazırlanma aşamaları Şekil 1’deki akım şeması ile de ifade edilebilir.



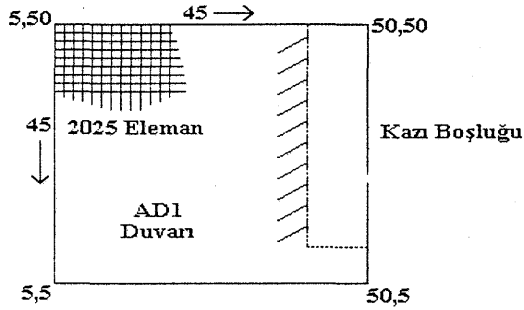
Şekil 1. Modelin hazırlanmasında takip edilen akım şeması (FLAC,1995)

2.1. Model Ağının Oluşturulması

Modeli hazırlanan AD1 duvarının yüksekliği 20.30 m’dir. Duvar geometrisi aismetrik bir yapı göstermekte olup sağ tarafta 8 sol tarafta 10 kademe ankraj vardır.AD1 duvarını

modellemek için 45 satır ve 45 sütun olmak üzere, toplam 2025 elemandan oluşan bir ağ (grid) tanımlanmıştır. Model ağının 40 ve 45 nolu sütunlar arası kazılacak kısmı oluşturmaktadır. 1 ve 10 nolu sütunlar arası ankrajların kök kısımlarının içinde bulunduğu bölgedir. 10 ve 40 nolu sütunlar arası ise ankrajların serbest kısımlarının içinde bulunduğu bölgedir ve muhtemel bir dairesel kayma hareketinin gerçekleşebileceği kritik kayma dairesi bu bölge içinde kalmaktadır.

Model ağının X, Y sistemindeki koordinatları $X_1=5$, $Y_1=5$, $X_2=5$, $Y_2=50$, $X_3=50$, $Y_3=50$, $X_4=50$, $Y_4=5$ şeklinde oluşturulmuştur. Şekil 2’de model ağının özellikleri görülmektedir.



Şekil 2. Model Ağının Özellikleri (Avşar,1997)

2.2. Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi

Model içinde kumtaşı, perde betonu ve ankrajlar olmak üzere üç elemanın malzeme özellikleri belirlenmiştir.

Modelde doğal malzemenin, esas davranışı Mohr-Coulomb kriteri ile ifade edilmiştir. Buna göre Kumtaşının malzeme özellikleri şöyle sıralanabilir;

Yoğunluk:	21 kN/m ³
φ:	35°
C:	20 kPa
Kayma Açısı:	12°
Bulk Modülü(K):	5e6 kPa
Kesme Modülü(G):	3.2e6 kPa

Perde duvarda kullanılan betonun cinsi BS20’dır. Anoların herbiri dört adet eleman ile tanımlanmıştır. özellikleri şöyle sıralanabilir;

Ano Boyutları :	215x40 cm
Elastisite Modülü :	285e5 kPa
Kesit Alanı:	0.216 m ²
Atalet Momenti:	0.525 m ⁴

AD1 duvarında kullanılan ankrajların teknik özellikleri şöyle sıralanabilir;

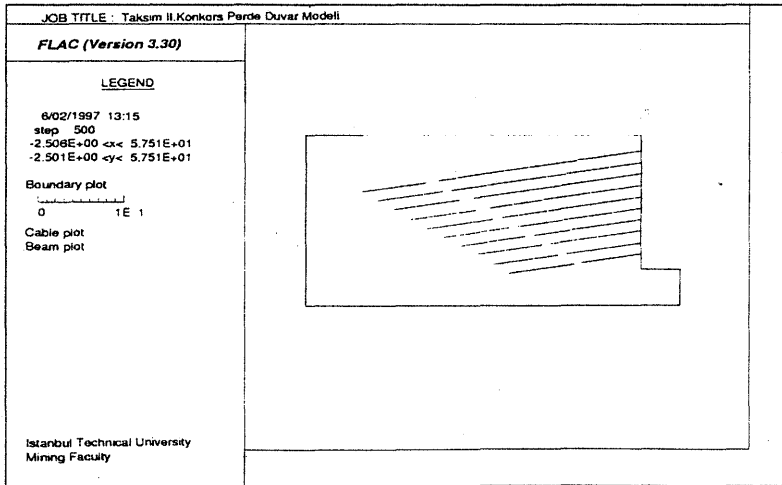
Ankraj Tipi :	Geçici, öngermeli
Servis Yüğü :	625 kN
Kopma Yüğü :	1042 kN
Sıyrılma Yüğü :	1005 kN
Öngirme Çeliğı :	ASTM A 416-80E/Düşük Gevşemeli
Öngirme Demeti :	4*0.6 inch (0.6 inch = 1.524 cm)
Kesit Alanı :	5.6e-4 m ²
Elastisite Modülü :	1.95e8 kPa

2.3. Başlangıç ve Sınır Şartlarının Belirlenmesi

Modelin sağ, sol ve alt kenarı, başlangıçta deplasman oluşmayacak şekilde sabitlenmiştir. Fakat model çalışmaya başladığında 40 ile 45 nolu kısımlar kademe kazısı olarak alınacağından, sağ kenarın kazı boşluğuna bakan taraf olarak önü açılacak ve normal şekilde deplasmanlar oluşabilecektir.

2.4. Model Üzerinde Değişikliklerin Yapılması

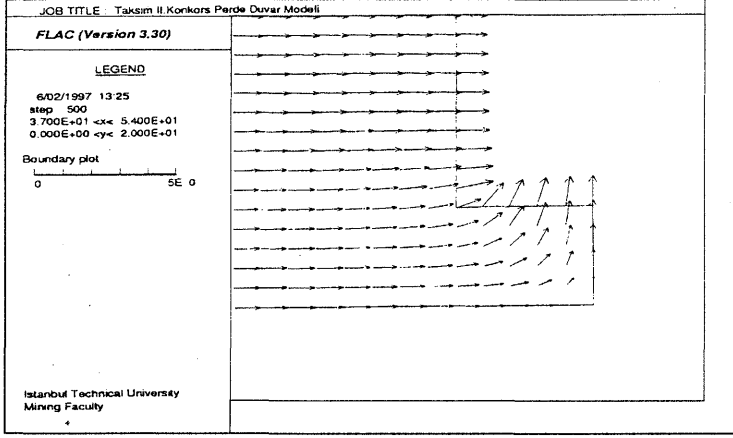
Kazı boşluğu ve destek elemanlarının model ağı üzerinde tanımlanması model üzerindeki değişiklikler olarak adlandırılır. AD1 duvarı modelinin sağ tarafında 40 ve 45 nolu sütunlar arası kademeli şekilde boşaltılarak kazı boşluğu tanımlanmıştır. AD1 duvarını oluşturan her ano dört eleman ile tanımlanmıştır. AD1 duvarındaki ankrajlar ise eğimleri ve uzunlukları gözönünde tutularak, model ağı üzerinde x ve y koordinatları hesaplanarak yerleştirilmiştir. Şekil 3'de AD1 duvarındaki ankrajların yerleşimi görülmektedir.



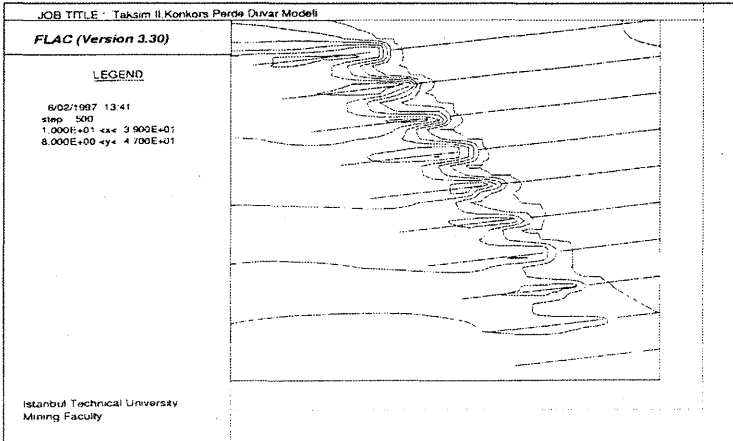
Şekil 3. Modelde ankrajların yerleşimi (Avşar,1997)

3. MODEL SONUÇLARI

Model sonuçları her kademede 50 hesap adımı uygulanarak bulunmuştur. Modelde uygulanan toplam hesap adımı sayısı 500'dür. Oluşturulmuş olan model, duvarda meydana gelebilecek kritik kayma hareketleri açısından önemli sonuçlar vermiştir. Duvardaki hareketler Şekil 4'de görülmektedir. Şekil 4'e göre duvar toprak basıncı ile kazı boşluğuna doğru hareket etme eğilimindedir. Duvarın alt kısmında görülen dairesel hareket ise duvarın dairesel kayma hareketi yapmasının muhtemel olduğunu göstermektedir.



Şekil 4. Duvarda oluşabilecek yatay deplasmanlar (Avşar,1997)

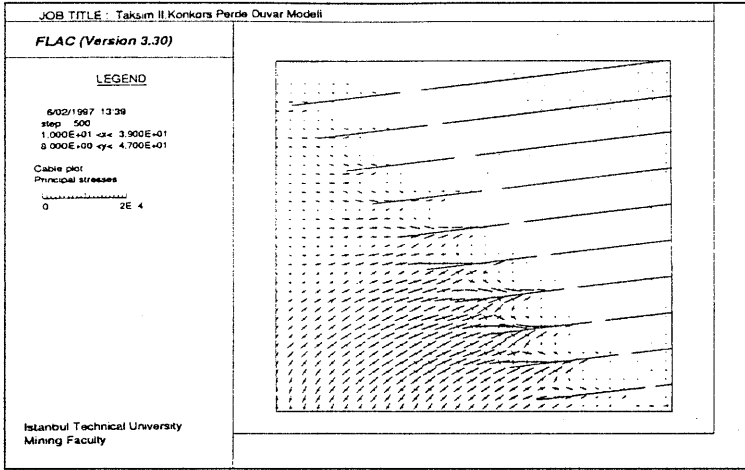


Şekil 5. Ankrajların kök kısımlarında oluşabilecek yatay deplasmanlar (Avşar,1997)

Duvarda oluşan toplam yatay deplasman modelde 3 mm olarak bulunmuştur. Duvarda yapılan yatay deplasman ölçümlerinden alınan sonuç ise 4 mm olarak bulunmuştur.

Şekil 5'te ise ankrajların kök kısımlarında oluşabilecek yatay hareket konturları görülmektedir. Yatay eksendeki hareketlerin ankrajların çekme yönüne paralel olarak gelişebileceği modelden gözlenmektedir.

Şekil 6'da ankrajların kök kısımlarında oluşan asal gerilme dağılımı izlenmektedir. En büyük asal gerilmelerin doğrultularının ankrajların çekme yönüne paralel olarak geliştiği görülmektedir.



Şekil 6. Ankrajların kök kısımlarındaki asal gerilme dağılımı (Avşar,1997)

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada bir bilgisayar modelinin, tasarıma hangi ölçüde ve ne şekilde yardımcı olabileceği saptanmaya çalışılmıştır. Bu anlamda hazırlanmış olan modelin sonuç olarak yatay deplasmanları, gerek büyüklük gerekse hareket yönü açısından doğru olarak temsil ettiği görülmüştür.

Bilgisayar modelinde ankrajların kök kısımlarında çekme gerilmelerinin etkisi ile yatay hareketler olduğu gözlenmiştir. Ankraj gövdesinin taşıma gücüne karşılık gelen yer değiştirmeden daha büyük yer değiştirmelere uğradığı takdirde kalıcı gerilmeler ile yükler karşılanamadığından ankraj taşıma gücünde belli azalmalar olacağı bilinen bir gerçektir (Timur,1997). Modelde ise ankraj köklerinde bu tip bir yük kaybına neden olabilecek kadar büyük yatay deplasmanlar görülmemektedir. Buna rağmen ankraj deliği açılırken çevredeki kaya veya zemin kütlelerinin örselenip gevşememesine dikkat edilmelidir.

Bunun yanısıra ankrajların kök kısmını çevreleyen kayaya uyguladığı çekme gerilmelerinin yoğunlaşması net olarak görülmektedir. Trakya formasyonu gibi gevrek bir malzeme gibi (az deformasyon yaparak kopma hali) davranan bir ortamda, ankrajlı destek sistemlerinde yüksek çekme kapasiteli seyrek ankrajlar yerine, düşük kapasiteli sık ankrajların kullanılması daha uygun olmaktadır.

5.TEŞEKKÜR

Çalışmanın gerçekleşmesini sağlayan NATO-TU Excavation projesi yetkililerine, ayrıca çalışma sırasında yardımlarını esirgemeyen başta Yük.Müh. Erhan TİMUR ve Yük.Müh.Yavuz PALAKÇI olmak üzere tüm İstanbul Metrosu çalışanlarına en içten teşekkürlerimi sunarım.

6.KAYNAKLAR

Avşar, M.S.(1997) İstanbul Metrosunda Uygulanan Derin Kazı Destek Sisteminin Bilgisayar Modelinin Oluşturulması, Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü., İstanbul

FLAC VER 3.3 USER MANUAL (1995), Itasca Counsulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota, U.S.A.

Timur, E. (1997), Kişisel görüşme, İ.B.B. İstanbul Metrosu, İstanbul

YÖNLERE BAĞLI BİRİNCİL GERİLME ALANININ YERALTI AÇIKLIKLARININ DURAYLILIĞINA ETKİSİ

EFFECT OF ANISOTROPIC IN SITU STRESS FIELD ON THE STABILITY OF UNDERGROUND OPENINGS

Hasan GERÇEK, ZKÜ Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak
Melih GENİŞ, ZKÜ Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

ÖZET

Bildiride, yönlere bağlı birincil gerilme alanının yeraltı açıklıklarının duraylılığına etkisi araştırılmıştır. Birincil gerilme alanının eşit olmayan asal bileşenlerinin düşey ve yatay doğrultularda etkidiği durumlarda karşılaşılan ve ikincil gerilmelerin yol açtığı duraysızlık potansiyeli karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Kemer tavanlı iki farklı açıklık şekli, doğrusal-elastik ve elasto-plastik gerilme çözümlerinde göz önünde bulundurulmuştur. Açıklığın uzun ekseninin yatay birincil gerilme bileşenlerinden büyüğüne paralel ya da dik olması durumlarının, düşey birincil gerilmelere bağlı olarak, farklı duraysızlık bölgelerine yol açtığı gözlenmiştir.

ABSTRACT

In this paper, the effect of anisotropic in situ stress field on the stability of underground openings has been investigated. The potential for instability due to induced stresses has been comparatively studied for the cases in which unequal principal components of the in situ stresses act in vertical and horizontal directions. Two different excavation shapes with arched roof have been considered in linear-elastic and elasto-plastic stress analyses. It has been observed that the orientation of the longitudinal axis of the opening parallel or perpendicular to the largest horizontal in situ stress component has yielded different regions of instability, depending on the magnitude of vertical component.

1. GİRİŞ

Birincil (in situ) gerilme alanının yeraltı açıklıklarının duraylılığı üzerindeki önemli rolü çok iyi bilinmektedir. Bir yeraltı açıklığı çevresinde oluşan ikincil gerilme alanının neden olabileceği aşırı gerilme ya da yenilme bölgesi; birincil gerilme alanına, açıklık geometrisine ve çevre kayacın mekanik özelliklerine bağlıdır. Tasarımcı, seçenekleri arasında olan değişkenlerde olanaklar çerçevesinde düzenlemeler yaparak mevcut koşullardaki en uygun tasarımı gerçekleştirmek zorundadır. Bu bağlamda, açıklık şekli ve konumu tasarım sınırlamaları arasında olmadığı zaman, mevcut birincil gerilme alanına en uygun seçenekleri belirlemek hem kuramcıları hem de uygulayıcıları meşgul eden konular arasındadır.

Dünyanın çeşitli bölgelerinde yapılan birincil gerilme ölçümü sonuçlarına göre, birincil gerilmelerin asal bileşenlerinin

- düşey ve yatay konumlarda olması,
- birbirinden farklı değerler alması ve
- büyüklük sıralarının değişiklikler göstermesi

oldukça yaygın karşılaşılan bir olgudur (Amadei and Stephansson, 1997). Birincil gerilme alanının yönlere bağlı (anizotropik) özellikte olması durumunda düşey birincil gerilme bazen en büyük, bazen ortanca bazen de en küçük asal birincil gerilme olabilmektedir. Genelde düşey birincil gerilmenin en küçük asal birincil gerilme olduğu (İngiltere, Avustralya vb.) bazı bölgelerde yeraltı açıklığının uzun ekseninin en büyük yatay birincil gerilmeye paralel olacak şekilde konumlandırılmasının duraylılık açısından daha olumlu olacağı kuramsal çalışmalarla olduğu kadar, arazi gözlem ve deneyimleriyle de ortaya konmuştur (Pugh, 1988; Gale, 1991; Siddall and Gale, 1992). Benzer şekilde, Pan ve Brown (1996), eksenel birincil gerilme bileşeninin dairesel açıklık çevresindeki yenilmeye ve ikincil gerilmelerin dağılımına etkisini ortaya koymaya çalışmışlardır. Ayrıca, Hoek ve Brown (1980a) da bir yeraltı açıklığının şeklinin (eksenler oranının) seçiminde birincil gerilmelerin oranının göz önünde bulundurulması gerektiğini tartışmıştır. Özetle, bir yeraltı açıklığının şekli ve konumunun, mühendislik sınırlamaları çerçevesinde, mevcut birincil gerilme alanına göre en uygun olacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir.

Bildiride, yönlere bağlı birincil gerilme alanında oluşturulan bir yeraltı açıklığının konumunun ve eksenler oranının, ikincil gerilme kökenli duraysızlıklara etkisi bir dizi değiştirgesel (parametrik) çalışma yardımıyla araştırılmıştır. Önce, çalışmada izlenen yaklaşım kısaca anlatılmıştır; sonra, yapılan çözümlemelerin sonuçları sunulmuş ve bulgular tartışılmıştır.

2. ÇALIŞMADA İZLENEN YAKLAŞIM

Bu çalışmada, yönlere bağlı birincil gerilme alanında oluşturulan ve çevresindeki gerilme dağılımı düzlem birim şekil değiştirme çözümlemesiyle incelenebilen, tünel veya galeri gibi iki boyutlu bir yeraltı açıklığının konumunun duraylılığa etkisi araştırılmıştır. Açıklığın uzun ekseninin yatay birincil gerilmelerden büyüğüne paralel ya da dik olması durumları farklı düşey birincil gerilme alanlarında incelenmiştir. Ayrıca genişlik/yükseklik (W/H) oranı bir'den büyük ve küçük olan iki ayrı açıklık şekli göz önünde bulundurulmuştur.

Açıklığın duraylılığının irdelenmesinde, matematiksel bir çözümün kullanıldığı doğrusal-elastik ve sayısal bir yöntemin kullanıldığı elasto-plastik çözümlemelerden yararlanılmıştır.

2.1 Birincil Gerilme Alanı

İncelenen yönlerle bağlı birincil gerilme alanlarının belirlenmesinde dikkat edilen hususlar aşağıda sunulmuştur.

a. Birincil gerilme alanının asal bileşenlerinin doğrultuları şu şekilde tanımlanmıştır (Şek. 1.a):

- P_v : düşey birincil gerilme,
- P_h : yatay birincil gerilme (tünelin düşey eksenine dik) ve
- P_z : aksenal birincil gerilme (tünelin uzunluğuna paralel).

b. Birincil gerilme alanının büyüklükleri, birbirlerinden farklı olacak şekilde seçilmiştir:

- P_1 : en büyük asal birincil gerilme, $P_1 = 3P$
- P_2 : ortanca asal birincil gerilme, $P_2 = 2P$ ve
- P_3 : en küçük asal birincil gerilme, $P_3 = P$.

Bu durumda, konum ve büyüklük açısından 6 ayrı birincil gerilme durumu söz konusu olmaktadır (Çizelge 1).

Çizelge 1. Göz önünde bulundurulan birincil gerilme durumları.

Durum No.	En küçük asal birincil gerilme ($P_3 = P$)	Ortanca asal birincil gerilme ($P_2 = 2P$)	En büyük asal birincil gerilme ($P_1 = 3P$)
I.a	P_v	P_h	P_z
I.b		P_z	P_h
II.a	P_h	P_v	P_z
II.b	P_z		P_h
III.a	P_h	P_z	P_v
III.b	P_z	P_h	

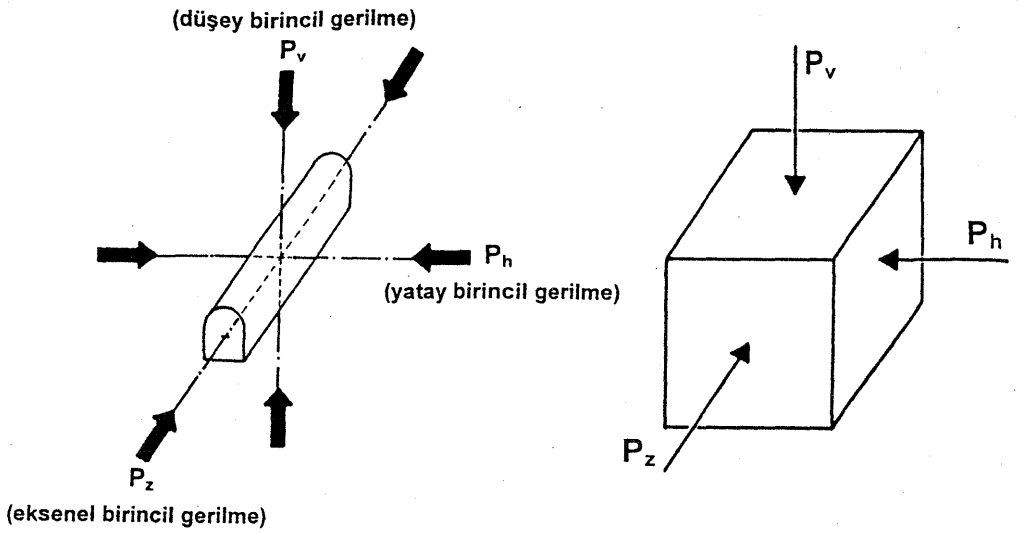
c. İncelenen tüm birincil gerilme durumları, asal gerilmeler uzayındaki eşyönlü (izotropik) yenilme ölçütleri açısından birbirine eşdeğerdir.

- Hepsi aynı oktahedral düzlem üzerindedir ($I_1 = P_v + P_h + P_z = 6P$).
- Hepsi hidrostatik gerilme ($P_v = P_h = P_z$) ekseninden aynı uzaklıktadır ($\sqrt{J_2} = P$).
- Hepsinin Lode açısı aynıdır ($\theta = 0$).

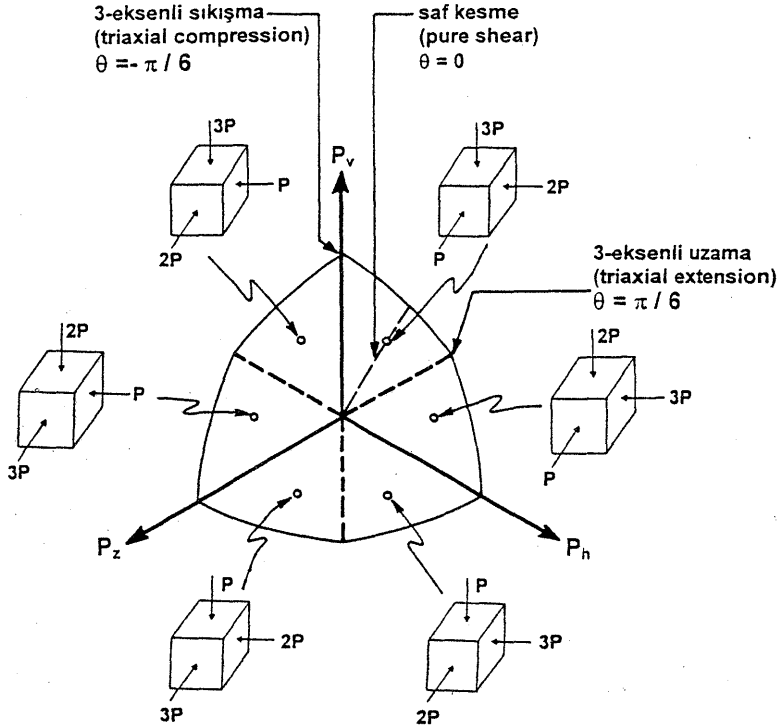
Göz önünde bulundurulan durumları temsil eden noktaların oktahedral düzlemdeki yerleri ve Hoek-Brown (H-B) yenilme zarfına göre konumları Şekil 1.b'de gösterilmiştir.

2.2 Yeraltı Açıklığının Geometrisi

Çalışmada, genişlik/yükseklik (W/H) oranı bir'den büyük ($W/H = 2.4$) ve bir'den küçük ($W/H = 0.66$) iki ayrı kemer tavanlı tünel geometrisi göz önünde bulundurulmuştur. Bu,



a. Birincil gerilme alanının asal bileşenleri ve tünel konumu.



b. İncelenen birincil gerilme durumlarının oktahedral düzlemde gösterimi ve H-B yenilme zarfı.

Şekil 1. Yönlere bağlı birincil gerilme alanının tanımlanması.

özellikle, yatay ve düşey birincil gerilmelerin farklılığının açıklık eksenler oranına göre duraylılığa etkisini ortaya koymak için yapılmıştır.

2.3 Kaya Kütlesinin Davranışı

Değiştirgesel (parametrik) çalışmalarda, kaya kütlesinin hem doğrusal-elastik (L-E) hem de elasto-plastik (E-P) davranışı için gerilme çözümlmeleri yapılmıştır.

Doğrusal-elastik çözümlmelerde, Gerçek (1997) tarafından geliştirilen ve kemer tavanlı tünel kesitlerinin çevresinde oluşan elastik gerilmelerin hesaplanmasına yarayan matematiksel bir çözüm kullanılmıştır. Çözüm sonucu elde edilen ikincil gerilme dağılımlarından yola çıkılarak, açıklık çevresindeki noktalarda dayanım katsayıları hesaplanmıştır. Dayanım katsayılarının hesaplanmasında Hoek-Brown (H-B) görgül (ampirik) yenilme ölçütü (Hoek and Brown, 1980a, 1980b) esas alınmıştır. H-B yenilme ölçütü ,

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

genel şekliyle verilmektedir (Hoek et al., 1995; Hoek and Brown, 1997). Burada; σ_1' ve σ_3' , sırasıyla, yenilme anındaki en büyük ve en küçük asal etkin gerilmeler; σ_{ci} sağlam kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı; m_b , s ve a da kaya kütlesinin niteliğine bağlı olan sabitlerdir. Ayrıca,

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

olarak verilmektedir. Burada; m_i kaya malzemesi için Hoek-Brown sabitidir, GSI ise jeolojik dayanım indisi olup Bieniawski'nin (1989) Jeomekanik Sınıflama Sistemi'ndeki kaya kütlesi puanı (RMR) kullanılarak

$$GSI = RMR'_{89} - 5 \quad [2.b]$$

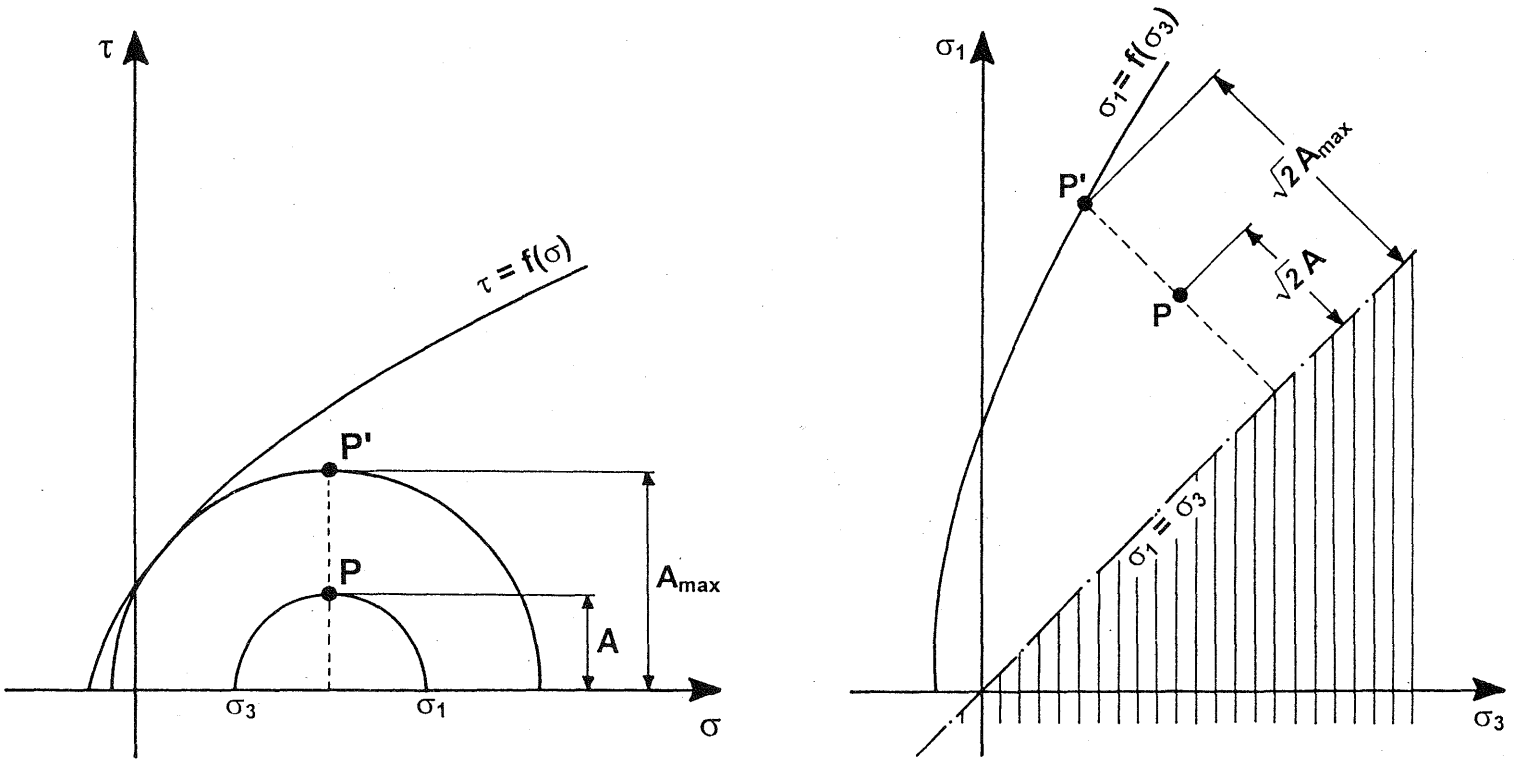
bağıntısıyla hesaplanmaktadır. RMR'_{89} , yeraltı suyu durumu için 15 ve eklem konumu düzeltilmesi için 0 puan alınarak hesaplanan RMR değeridir. $GSI > 25$ durumunda,

$$s = \exp[(GSI - 100) / 9] \quad \text{ve} \quad a = 0.5 \quad [2.c]$$

bağıntılarıyla verilmektedir. Bu çalışmada; $\sigma_{ci} = 6P$, $m_i = 10$ ve $GSI = 60$ ($m_b = 2.4$; $s = 0.0117$) değerleri kullanılmış; eksenel ikincil gerilmelerin hesabı için gerekli olan, kaya kütlesinin Poisson oranı da $\nu = 0.25$ olarak alınmıştır. H-B yenilme ölçütü kullanılarak belirlenen dayanım katsayısının $\tau - \sigma$ ve $\sigma_1 - \sigma_3$ uzaylarında gösterimi Şekil 2'de verilmiştir. Burada dayanım katsayısı,

$$A_{\max} / A = 0.25 \{ - m_b \sigma_{ci} + [(m_b \sigma_{ci})^2 + 8 m_b \sigma_{ci} (\sigma_1' + \sigma_3') + 16 s \sigma_{ci}^2]^{1/2} \} / (\sigma_1' - \sigma_3') \quad [3]$$

bağıntısıyla verilmektedir. Söz konusu dayanım katsayısına göre; bir noktanın etkiyen gerilme durumundan yenilme durumuna geçişte izlediği gerilme rotası (stress path), P noktasından P' noktasına doğru olmaktadır (Şek. 2). Noktanın gerilmeler uzayında izlediği varsayılan bu rotanın, açıklık yüzeyi çevresindeki durumu daha gerçekçi olarak temsil ettiği ileri sürülmektedir (McCreath and Diederichs. 1994).



$$\text{Dayanım Katsayısı} = A_{max} / A$$

Şekil 2. H-B yenilme ölçütüne göre tanımlanan dayanım katsayısının $\tau - \sigma$ ve $\sigma_1 - \sigma_3$ uzaylarında gösterimi (Diederichs and McCreath'den [1994] değiştirilerek).

Tünel çevresinde, dayanım katsayısı 1'e eşit olan noktalardan geçen eğri, açıklık çevresindeki aşırı gerilme bölgesini sınırlamaktadır. Farklı durumlarda oluşan aşırı gerilme bölgelerinin büyüklüklerini karşılaştırmada, bu bölgenin alanının açıklığın kesit alanına bölünmesiyle elde edilen "aşırı gerilme bölgesi indisi" (IOZ: index of overstressed zone) kullanılmıştır (Gerçek and Geniş, 1996).

Elasto-plastik çözümlemelerde ise FLAC (Itasca, 1995) bilgisayar programı kullanılmıştır. Çözümlemelerde, kaya kütlesi için Hoek-Brown yenilme ölçütü seçilmiş ve sağlam kaya kütlesi için girdi olarak elastik çözümlemelerdeki değerler kullanılırken, yenilmiş kaya kütlesi için de $m_r = 0.1$, $s_r = 0.005$ değerleri alınmıştır. Açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesini gösteren tipik bir elasto-plastik çözümleme sonucu Şekil 3'te sunulmuştur. Farklı durumlarda oluşan yenilme bölgelerinin büyüklüklerini karşılaştırmada elastik çözümlemelerdekine benzer bir yaklaşım kullanılmıştır. Tünel çevresindeki yenilme bölgesi alanının açıklığın kesit alanına oranı "yenilme bölgesi indisi" (IYZ: index of yield zone) olarak tanımlanmıştır.

Böylece, IOZ ve IYZ değerleri yardımıyla, farklı birincil gerilme alanlarında tünel çevresinde oluşan aşırı gerilme ve/veya yenilme bölgelerinin birbirleriyle karşılaştırılabilmesi mümkün olmuştur.

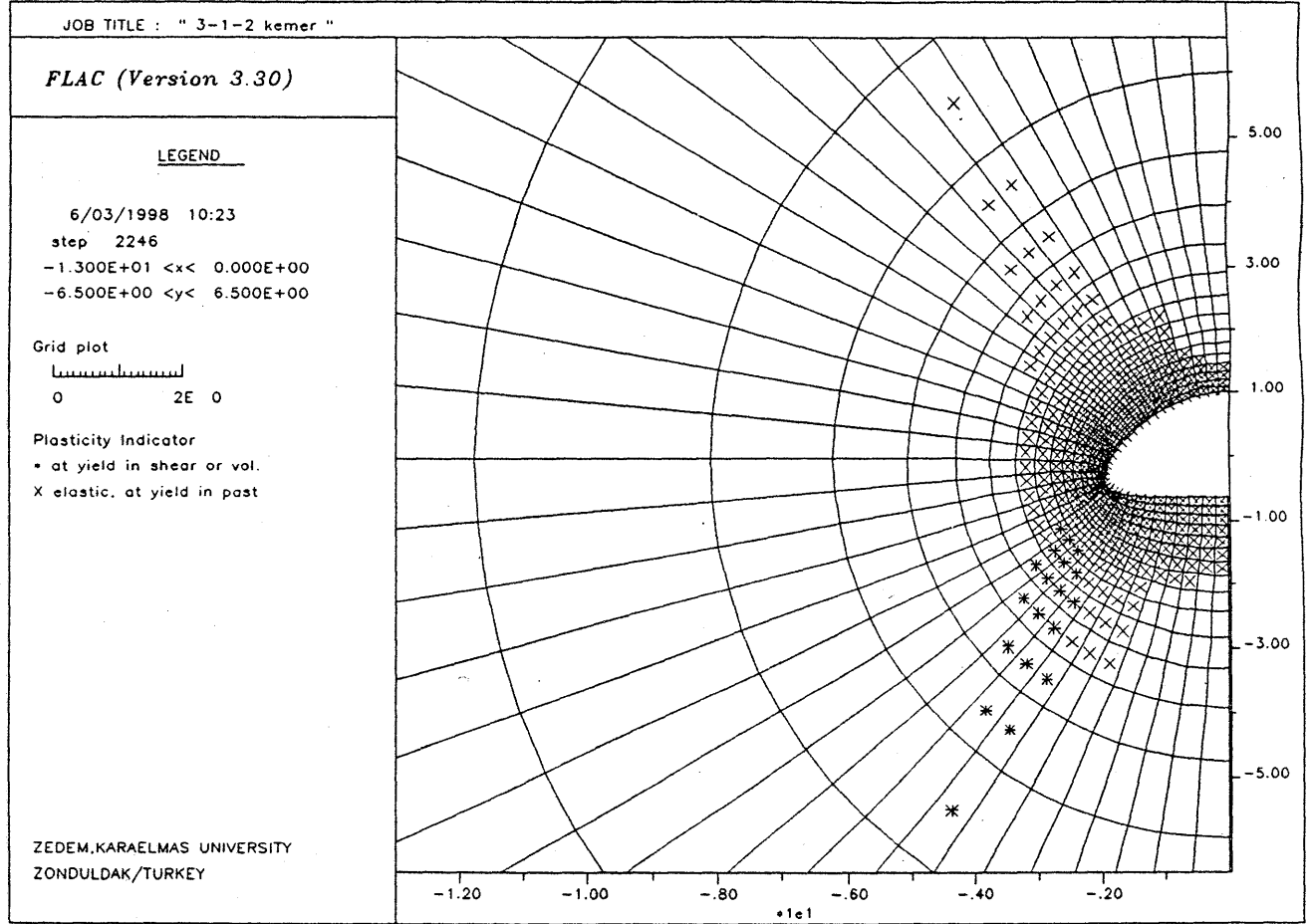
3. YÖNLERE BAĞLI BİRİNCİL GERİLME ALANININ DURAYLILIĞA ETKİSİ

İncelenen tüm durumlarda; E-P çözümlemelerle kestirilen yenilme bölgesi, L-E çözümlemelerin belirlediği aşırı gerilme bölgesinden daha büyüktür (Şek. 4 - 6). E-P çözümlemelerden elde edilen yenilme bölgesinin büyüklüğü yenilmiş kayacın mekanik büyüklüklerine bağlı olduğu için bu beklenen bir sonuçtur. Bazı durumlarda; aşırı gerilme bölgesinin şekli, yenilme bölgesinin şeklini andırmakla birlikte, genellikle ikisi arasında önemli farklar bulunmaktadır. Bunun başlıca nedeni, sayısal yöntemle yapılan E-P çözümlemelerde, elemanların açıklık çevresindeki düzenine de bağlı olarak, yenilen elemanın yük taşıma yeteneğinin azalması sonucu gerilme dağılımının etkilenmesidir. L-E çözümlemelerde, açıklığın yakın çevresindeki gerilmeler ne kadar yüksek olursa olsun yenilme olmayacaktır. Bu durumda, yüksek ikincil gerilmeler açıklıktan uzaklaştıkça birincil gerilmelere yakınsayacaktır. Böylece, açıklık çevresindeki gerilme dağılımı; L-E çözümlemelerde açıklık şeklinden, E-P çözümlemelerde de yenilme bölgesinin geometrisinden etkilenmektedir.

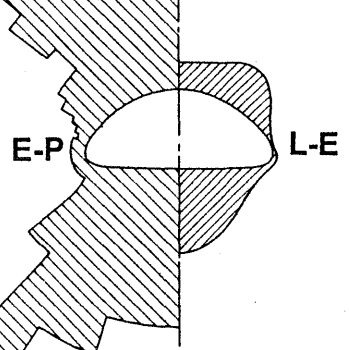
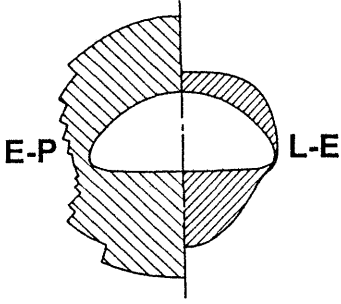
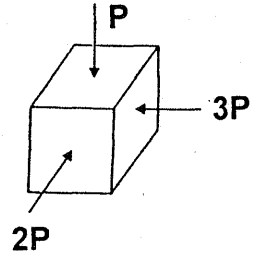
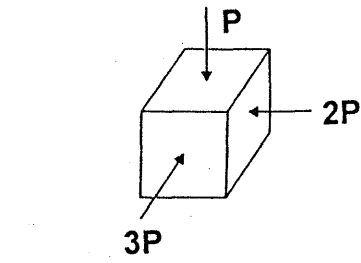
Düşey birincil gerilmenin en küçük asal gerilme ($P_v = P_3$) olduğu durumlarda (I.a ve I.b), eksenel birincil gerilmenin yatay birincil gerilmeden büyük ($P_z > P_h$) olması duraylılık açısından daha olumlu bir görüntü vermektedir (Şek. 4).

Düşey birincil gerilmenin ortanca asal gerilme ($P_v = P_2$) olduğu durumlarda (II.a ve II.b), eksenel birincil gerilmenin yatay birincil gerilmeden büyük ya da küçük olması duraylılık açısından belirli bir fark yaratmamaktadır (Şek. 5). Ancak, hem L-E hem de E-P çözümlemelerde, $W/H < 1$ olan tünel daha küçük yenilme ya da aşırı gerilme bölgesine neden olmaktadır.

Düşey birincil gerilmenin en büyük asal gerilme ($P_v = P_1$) olduğu durumlarda (III.a ve III.b), eksenel birincil gerilmenin yatay birincil gerilmeden küçük ($P_z < P_h$) olması



Şekil 3. Tünel çevresinde oluşan yenilme bölgesini gösteren tipik bir elasto-plastik (E-P) çözümleme sonucu.



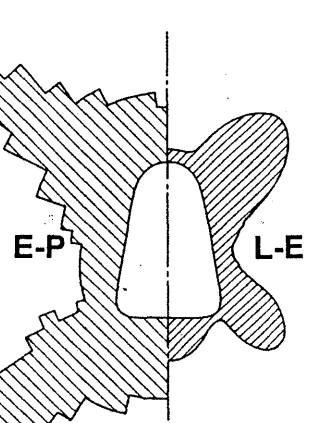
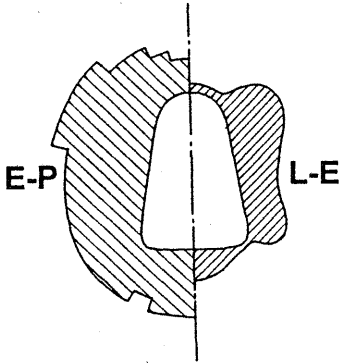
$$IYZ = 3.50$$

$$IOZ = 1.24$$

$$IYZ = 9.60$$

$$IOZ = 1.54$$

a. $W/H > 1$ olan tünelde yenilme ve aşırı gerilme bölgeleri.



$$IYZ = 3.17$$

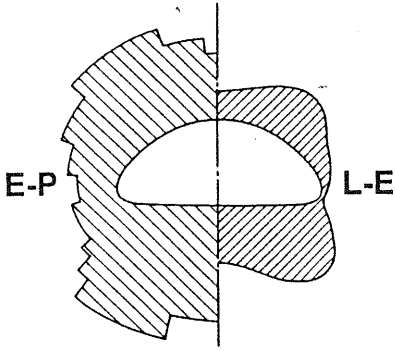
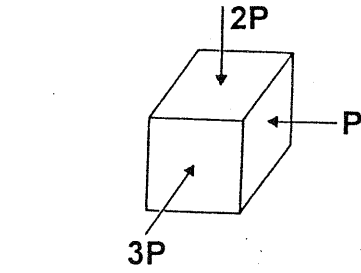
$$IOZ = 1.35$$

$$IYZ = 9.78$$

$$IOZ = 2.19$$

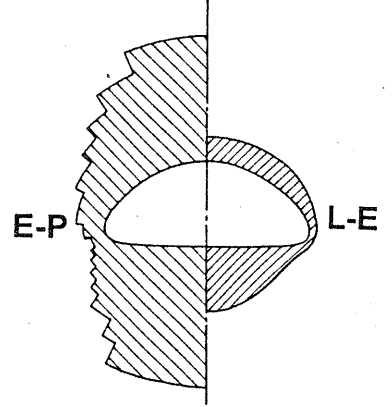
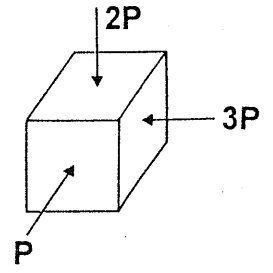
b. $W/H < 1$ olan tünelde yenilme ve aşırı gerilme bölgeleri.

Şekil 4. Düşey birincil gerilmenin en küçük asal gerilme ($P_v = P_3$) olduğu durumlar.



$$IYZ = 4.60$$

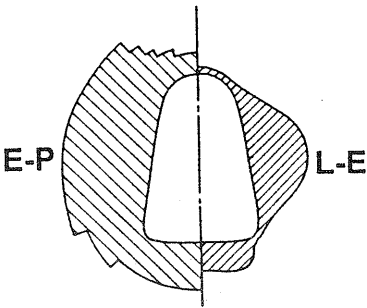
$$IOZ = 1.98$$



$$IYZ = 4.45$$

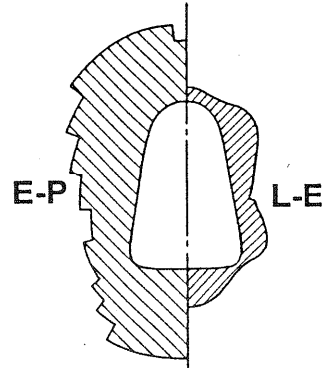
$$IOZ = 1.09$$

a. $W/H > 1$ olan tünelde yenilme ve aşırı gerilme bölgeleri.



$$IYZ = 2.44$$

$$IOZ = 1.05$$

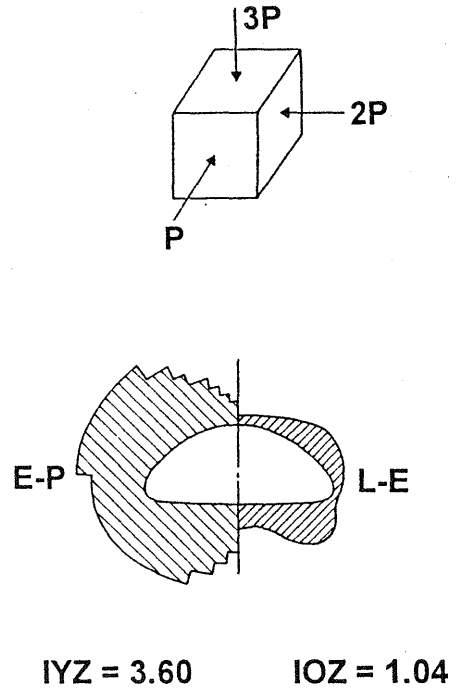
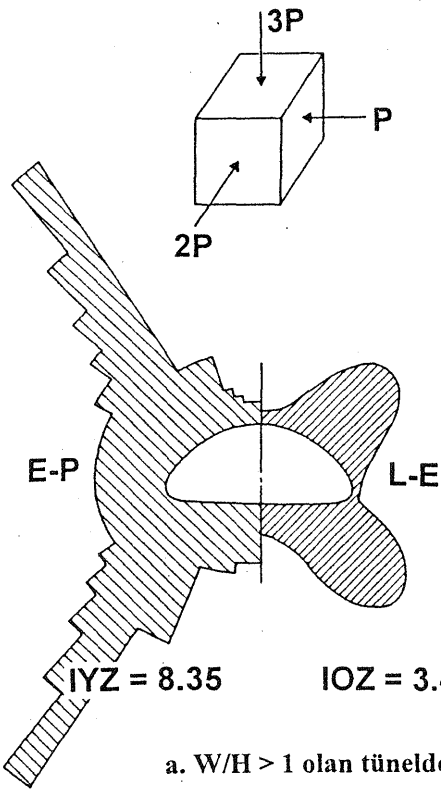


$$IYZ = 2.94$$

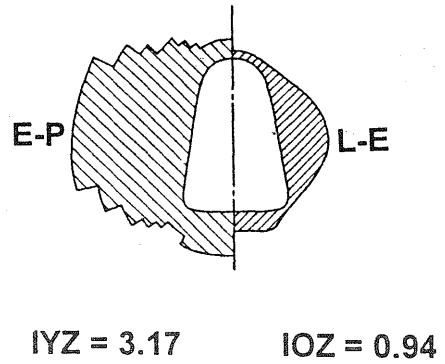
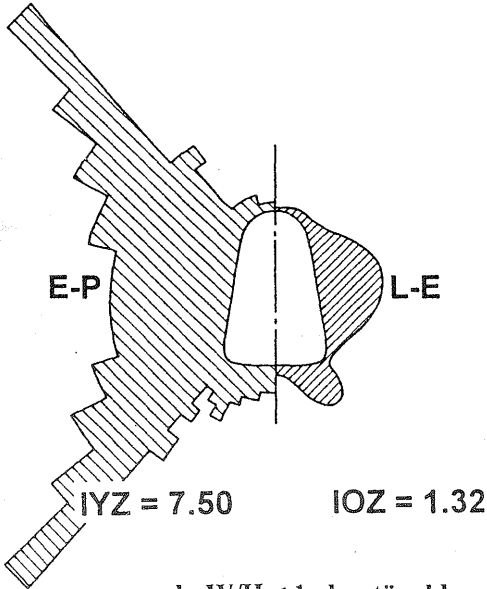
$$IOZ = 0.82$$

b. $W/H < 1$ olan tünelde yenilme ve aşırı gerilme bölgeleri.

Şekil 5. Düşey birincil gerilmenin ortanca asal gerilme ($P_v = P_2$) olduğu durumlar.



a. $W/H > 1$ olan tünelde yenilme ve aşırı gerilme bölgeleri.



b. $W/H < 1$ olan tünelde yenilme ve aşırı gerilme bölgeleri.

Şekil 6. Düşey birincil gerilmenin en büyük asal gerilme ($P_v = P_1$) olduğu durumlar.

duraylılık açısından daha olumlu bir görüntü vermektedir (Şek. 6). Bu, incelenen ilk durumun tam tersi bir sonuçtur. Ayrıca, hem L-E hem de E-P çözümlemelerde, $W/H < 1$ olan tünel daha küçük yenilme ya da aşırı gerilme bölgesine neden olmuştur.

4. SONUÇLAR

Yönlere bağlı birincil gerilme alanının tünel duraylılığı üzerindeki etkisini ortaya koymak amacıyla bir dizi değiştirgesel çözümleme yapılmıştır. Genişlik/yükseklik oranı bir'den büyük ve küçük olan, kemer tavanlı iki ayrı tünel şekli, doğrusal-elastik ve elasto-plastik ortam davranışları durumunda incelenmiştir. Düşey birincil gerilmenin en küçük asal gerilme ($P_v = P_3$) olduğu durumda, eksenel birincil gerilmenin yatay birincil gerilmeden büyük ($P_z > P_h$) olması; düşey birincil gerilmenin en büyük asal gerilme ($P_v = P_1$) olduğu durumda ise eksenel birincil gerilmenin yatay birincil gerilmeden küçük ($P_z < P_h$) olması duraylılık açısından daha olumlu olmaktadır.

KAYNAKLAR

- Amadei, B. and Stephansson, O. (1997) *Rock Stress and Its Measurement*. Chapman & Hall, London, 489 pp.
- Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, New York, 251 pp.
- Gale, W.J. (1991) Strata control utilizing rock reinforcement techniques and stress control methods in Australian coal mines. *The Mining Engineer*, Vol. 150, No. 352, pp. 247-253.
- Gerçek, H. and Geniş, M. (1996) A comparative study of the effect of in situ stress field on the stability of underground openings. *Proceedings EUROCK'96 ISRM Symposium on Prediction and Performance in Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 2, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 869-874.
- Gerçek, H. (1997) An elastic solution for stresses around tunnels with conventional shapes. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, Vol. 34, No. 3-4, Paper No. 096, 10 pp.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980a) *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 pp.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980b) Empirical strength criterion for rock masses. *ASCE J. Geotech. Engng Div.*, Vol. 106, No. GT9, pp. 1013-1035.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1995) *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema, Rotterdam, 215 pp.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 34, No.8, pp.1165-1186.
- Itasca (1995) *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua (Version 3.3)*. Vols. I-IV, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.
- McCreath, D.R. and Diederichs, M. S. (1994) Assessment of near-field rock mass fracturing around a potential nuclear waste repository in the Canadian Shield. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 31, No. 5, pp. 457-470.
- Pan, X.D. and Brown, E.T. (1996) Influence of axial stress and dilatancy on rock tunnel stability. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 2, pp.139-146.
- Pugh, W.L. (1988) Strata control and roof bolting in Western Area. *The Mining Engineer*, Vol. 147, June, pp. 584-593.
- Siddall, R.G. and Gale, W. (1992) Strata control - a new science for an old problem. *Trans. Instn Min. Metall. (Sect. A: Min. industry)*, Vol. 101, pp. A1-A12.

KISMİ CEPHELİ KAZI MAKİNALARININ BAZI TEMEL ÖZELLİKLERİ

SOME BASIC PROPERTIES OF ROADHEADERS

Ömür ACAROĞLU, İTÜ, Maden Fak., Maden Mühendisliği, 80626 Maslak İstanbul

ÖZET

Bu bildiride NATO-TU Excavation Projesi çerçevesinde kısmi cepheli kazı makinalarının verimliliğine ve dengesine etki eden kayaç parametreleri incelenmiştir. Kazı mekanğinde birçok araştırmacı keski parametreleriyle kayaç özellikleri arasındaki ilişkiyi teorik ve amprik yaklaşımlarla incelemiştir. Bu bildiride özellikle kırılabilirlik ve süreksizlik parametreleri ele alınmıştır. Kırılabilirlik ve süreksizlikler arttıkça makina verimliliği artarken, makina dengesinin olumsuz etkilenebileceği tahmin edilmiştir.

ABSTRACT

In this paper rock parameters effecting cutting efficiency and stability of roadheaders were analysed with in the frame of NATO-TU Excavation project. In the mechanical excavation many researches have studied correlation between cutter parameters and some rock properties with theoretical and emprical approaches. In this paper, especially, brittleness and discontinuties parameters were analysed. It was supposed that as the brittleness and discontinuties increase, the machine efficiency increases but machine stability may be affected adversely.

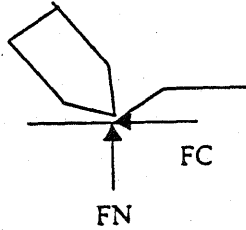
1. GİRİŞ

Kazı mekaniğinde araştırmaların büyük bir kısmını kesme kuvvetleriyle kayaç özellikleri arasındaki ilişki oluşturmaktadır. Bunun yanı sıra verimliliğe etkisi bakımından keski arası mesafenin kesme derinliğine oranı (S/d), keski seçimi ve keski aşınmasına etki eden kayaç özellikleri de belirlenmektedir. Yapılan çalışmaların sonuçları kullanılarak verimlilik ve denge açısından optimum tasarıma sahip kesici kafalar kullanılabilmektedir.

2. KESME KUVVETLERİ

Kazı mekaniğinde tek keskiye etki eden kuvvetten yola çıkarak bütün kesici kafa için gerekli kuvvet ve güç gereksinimi hesaplanmaktadır.

Kısmi cepheli kazı makinalarında genel olarak kama ve kalem uçlu keski kullandırılmaktadır. Kesme sırasında bu keskilere etki eden bileşke kuvvet kesme yönünde etki eden kesme kuvveti (F_C), aynı düzlem içinde buna dik yönde etki eden normal kuvvet (F_N) ve yanal kuvvet (F_S) olmak üzere üç bileşene ayrılır (Şekil 1). Kayaç koparken bu kuvvet değerleri maksima ulaşmakta hemen ardından önemli ölçüde düşmektedir. Bu nedenle kuvvet bileşenlerinin bir maksimum (F'_C , F'_N) birde ortalama değerlerinden söz edilmektedir.



Şekil 1. Kama ve kalem uçlu keskilere etki eden kesme kuvvetleri

Kesme kuvvetlerini belirlemek için çeşitli kayaç özelliklerini, keski özelliklerini ve kesme derinliğini baz alan teorik, yarı amprik ve amprik modeller geliştirilmiştir.

Evans tarafından geliştirilen teorilere göre kayacın kesilebilmesi için kama uçlu keski kullandırıldığında kayacın çekme dayanımının, kalem uçlu keski kullandırıldığında ise çekme ve basınç dayanımının yenilmesi gerekmektedir (Evans, 1984). Yarı amprik olan Nishimatsu teorisinde ise kayacın kesme dayanımı, içsel sürtünme açısı ve kayaçla keski arasındaki sürtünme açısı kullanılmıştır (Nishimatsu, 1972). Bu teoride kırılgan oldukları için kayaçların metallere göre daha farklı kesilme mekanizmalarına sahip oldukları ve sürekli kuvvet değişiminin makro çatlakların oluşmasına neden olduğu belirtilmiştir. Evans teorisi daha çok kömür ve yumuşak kayaçlar için geçerli iken, Nishimatsu teorisinin

daha çok sert kayalar için geçerli olduğu görülmüştür. Teorik modeller, çekme veya kesme kırılma modlarından biri kabul edilerek kurulmuştur. Fakat genellikle kesme işleminde her iki kırılma modu birden görülmektedir. Bu nedenle kesme işleminin modellenmesinde amprik yaklaşımlar söz konusu olmuştur. Bu modellerde kayacın mekanik özellikleri yanı sıra indeks özellikleri olarak bilinen yoğunluk, porozite, geçirgenlik vb., schmidt sertliği, shore sertliği, koni delici sertliği, nokta yük dayanımı, kayaç kütle özellikleri, mineralojik ve petrografik özellikleri ve aşındırıcılık özellikleri de kullanılmaktadır.

Göktan (1995) tarafından Evans ve Nishimatsu teorilerinin düşük kesme açılarında pratik değerlere yakın sonuçlar vermediği tespit edilmiş ve kama uçlu keskilere +10 ile -20° kesme açıları için kayacın tek eksenli basınç dayanımı ve kesme dayanımı kullanılarak amprik bir eşitlik geliştirilmiştir.

Kuvvetler gerçek boyuttaki keskilere veya daha küçük boyutlarda simüle edilmiş keskilere direkt deneyler yapılarak ölçülebilir. Hatta kısmi cepheli kazı makinalarının kesici kafalarının direkt test edilebildiği deney setleri de vardır. Ayrıca tünelin açılması sırasında yerinde yapılan ölçümlerle makina performansı ile kayaç özellikleri arasında amprik ilişkiler kurulabilir. Bilgin'in (1988) RQD ve tek eksenli basınç dayanımını, McFeat-Smith ve Fowell'in (1979) tek eksenli basınç dayanımı, koni delici sertliği, shore sertliği ve çimento oranını baz alan modelleri örnek olarak verilebilir.

3. SPESİFİK ENERJİ VE S/d ORANI

Kesme verimliliğinin belirlenmesinde önemli ölçütlerden biri olan spesifik enerji (SE) birim hacim kayacı kesmek için gerekli olan enerji olarak tanımlanır ve ortalama kesme kuvvetinin kazılan hacim miktarına bölünmesiyle elde edilir.

Bir keski kayaç içinde ilerlerken keskinin iki yanından ve önünden parçacıklar kopar. Bu şekilde açılan kanalın yan yüzeylerinin keskiyle yaptığı açıya kırılma açısı (θ) denir (Şekil 2). Roxborough θ açısını kullanarak kama uçlu keskilere için SE değerini eşitlik 1 deki gibi ifade etmiştir (Göktan, 1991). Göktan (1991) tarafından θ açısındaki değişimin kayacın kırılgenliğiyle ilgisi olduğunu ve kırılgenlik arttıkça açının büyüyeceği belirtilmiştir. Buna göre kayacın kırılgenliği arttıkça eşitlik 1'den görüleceği gibi SE değeri düşecek ve kazı verimi artacaktır.

$$SE = \frac{F'_c}{R(wd + d^2 \tan \theta)} \quad [1]$$

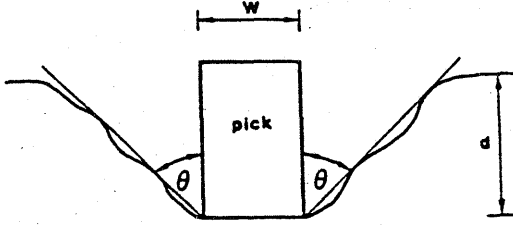
F'_c =Ortalama maksimum kesme kuvveti (Evans teorisinden hesaplanan),

$R=F'_c/F_c$, (≈ 2),

w =Keski genişliği,

d =kesme derinliği,

θ =kırılma açısı



Şekil 2. Kama uçlu keskilerde oluşan oluk geometrisi (Göktaş, 1991)

Kazı mekaniğinde tek keski ile yapılan kesmeye yardımsız kesme, iki keskinin birlikte yaptığı kesmeye yardımcı kesme denilmektedir. Yardımlı kesmede keskilere arası etkileşim kesme derinliği (d) ve keskilere arası uzaklık (S) ile ilgilidir. Bu nedenle kazı mekaniğinde S/d oranı kullanılır. Roxborough ve Phillips disk keskilere optimum S/d oranı için aşağıdaki ilişkiyi önermişlerdir (Breeds, 1992).

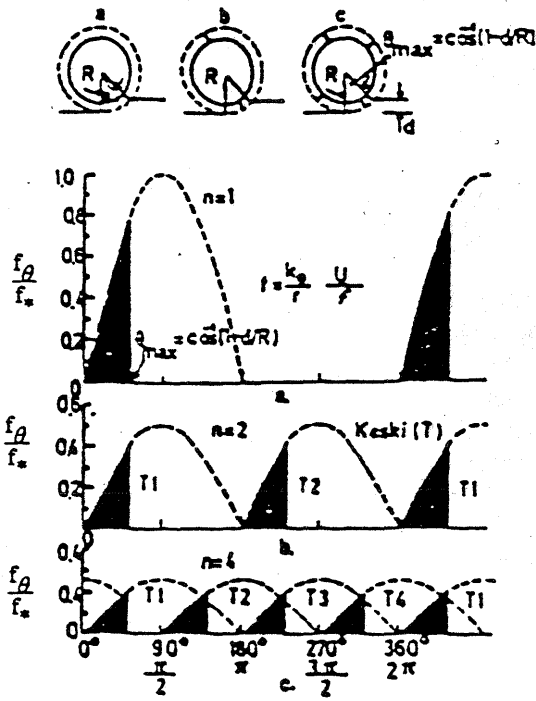
$$S/d = \sigma_c / \sigma_s$$

[2]

σ_c =Kayacın tek eksenli basınç dayanımı,

σ_s =Kayacın kesme dayanımı

SE ve S/d oranı arasındaki ilişki kazı verimliliği ve kesici kafa tasarımı açısından önemlidir. Yapılan çalışmalar herhangi bir kayacın sabit bir S/d oranında minimum SE değerine sahip olduğunu göstermektedir. Bu da verimli kesmeyi sağlayacak bir d değerinde kesici kafa tasarımında önemli bir faktör olan S değerinin ne kadar olması gerektiğini vermektedir. Roxborough'e (1973) göre komşu keskilere arasındaki etkileşim her bir keski tarafından üretilen yanıl kırılmalar karşılaştığında veya üstüste geldiğinde oluşur. Bu durumu $S/d < \tan \theta$ şeklinde formüle etmiştir. Kayacın kırılma açısı arttıkça θ kırılma açısı büyüyecek minimum SE değerinin daha büyük S/d oranında oluşmasına neden olacaktır. Böylece kesici kafada daha az keski kullanılarak daha büyük kesme derinliklerinde daha verimli kazının yapılması sağlanacaktır. Keski sayısının azalması ise kısmi cepheli kazı makinalarının makina dengesini olumsuz etkilemektedir. Kesme yapan bir tamburun bir dönüşü sırasında çeşitli konumlarda yerleştirilmiş keskilere etkiyen kuvvetlerin değişimi Mellor tarafından Şekil 3'deki gibi gösterilmiştir (Hekimoğlu, 1986). Şekilden görüleceği üzere keski sayısının artmasıyla her bir keskiye etkiyen kesme kuvvetleri düşecek bu da titreşimlerin azalmasını sağlayacaktır. Fakat bu durumda d değeri azalacağından kesme verimliliği düşecektir.



Şekil 3. Keski kuvvetlerinin bir dönü sırasında keski sayısına göre değişimi (Hekimoğlu, 1986)

4. KESKİ TÜRÜ VE KESKİ AŞINMASI

Genel olarak kama ve kalem uçlu keski basıncı dayanımı 80 MPa'a kadar olan kayalarda kullanılmaktadır. Bu iki keski türü Evans ve birçok araştırmacı tarafından yapılan deneylere göre verimlilik açısından eşit kabul edilmiştir. Kömür kesiminde aşınmamış kama uçlu keskinin daha verimli olduğunu gösteren araştırmalar da vardır. Göktaş'a (1992) göre Evans teorileri kullanılarak yapılan SE hesabıyla kömür kesimi için verimlilik açısından en uygun keski seçimi yapılabilir. Bu işleme göre tek eksenli basıncı dayanımının çekme dayanımına oranı arttıkça yani kayacın elastisitesi yükseltikçe kalem uçlu keski verimlilik açısından daha uygun olmaktadır.

Keski seçiminde uzun süreli verimliliğin göz önüne alınması gerekmektedir. Bu durumda seçim kriteri olarak keski dayanımı ve aşınma özellikleri son derece önemli olmaktadır. Kalem uçlu keski uç geometrilerinden dolayı düzgün aşınmakta uzun süre kullanımda kama uçlu keskilere oranla daha verimli olmaktadır. Keskinin aşınma oranı kayacın dokusuna, mineral bileşimine ve dayanımına bağlıdır. Yüksek dayanıma sahip kayalar keski kenarlarında yüksek gerilmeler oluşturarak keskinden küçük parçaların kopmasına, çatlakların oluşmasına neden olurlar. Bir kayaç yüksek dayanıma sahip olmasa bile kuvars ve benzeri aşındırıcı mineraller bulundurması aşınmanın en önemli nedenini oluşturacaktır.

Keskilerdeki kopmalar ve aşınma makinanın verimliliği kadar makina dengesini de olumsuz etkilemektedir. Kesici kafada kuvvet dağılımının dengesi bozulacak bu da titreşimlere neden olacaktır. Bu durum keskieler dahil makinanın bütün aksamının zarar görmesine neden olacaktır.

5. ORTALAMA MAKSİMUM KESME KUVVETLERİNİN ORTALAMA KESME KUVVETLERİNE ORANI

Denge açısından ideal kesici kafa tasarımı gerçekleştirilse bile titreşimleri tamamen engellemek mümkün değildir. Çünkü bir keskinin kesme işlemi sırasında kuvvet değerleri sürekli değişmektedir. Bu nedenle ortalama maksimum kesme kuvvetleri ve ortalama kesme kuvvetleri oranından (F'_C/F_C , F'_N/F_N) söz edilmektedir. Bu oran aşınmamış keskieler için 1,5-3 arasında değişmekte aşınma arttıkça bu oran düşmektedir. Bu oranın kayacın kırılgenliğiyle ilgisi vardır ve kırılgen kayaçlarda yüksektir (Bilgin, 1977). Bir önceki bölümde belirtildiği gibi kırılgenliğin kesme verimliliğine olumlu etkisi vardır fakat keskieler aşınmamış durumda iken her bir keskiadaki kuvvet değişiminin yüksek olması makina dengesini olumsuz etkileyebilecektir.

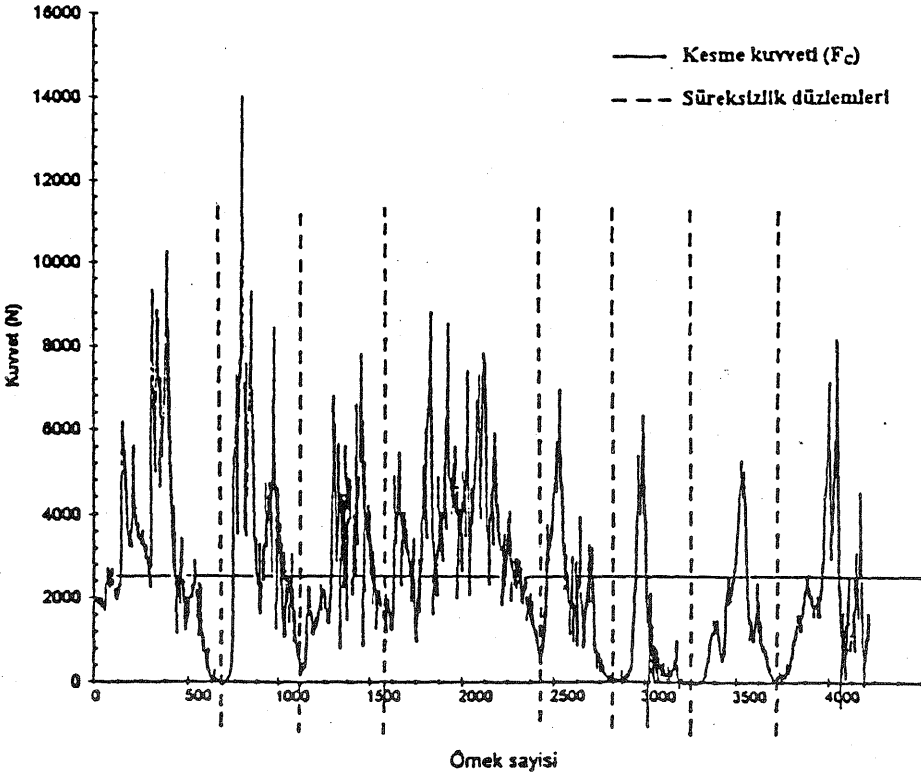
6. KAYAÇ KÜTLE ÖZELLİKLERİ

Teorik ve bazı amprik yaklaşımlar kayaç kütle özelliklerini kullanmamaktadır. Fakat kayaç kütle özelliklerinin verimlilik ve makina dengesine etkisini incelemek gerçeğe uygun yaklaşımlar eide etmek için önemlidir. Bu konuda yapılan çeşitli çalışmalarda kazı zeminin durumu, süreksizliklerin türü, sıklığı ve konumlarının verimliliğe etkileri incelenmiştir. Bir kömür damarında en verimli kesme klivaj düzlemlerinin yatayla 45° yaptığı durumda elde edilmiştir (Evans ve Pomeroy, 1966). Bilgin (1988), tarafından Eyüp Tünellerinde yapılan çalışmada RQD değeri düştükçe kazı hızının çok yükseldiği, kayacın basınç dayanımının RQD'nin %50 den küçük olduğu durumlarda tek başına bir anlamı olmadığı ve kazı hızının kayaç kütlesi kazılabilirlik indeksi olarak tanımlanan $\sigma_c \times RQD^{2/3}$ ne bağılı olduğu belirtilmiştir. Farklı dayanımdaki kayaçların oluşturduğu arında P_r (kesici kafanın bir dönüştaki ilerleme miktarı) değerini en sert kayaç belirleyecektir. Sağlam tünel yüzeyinde ise özellikle arına paralel süreksizlikler arttıkça P_r değeri artacaktır (Nelson, 1992).

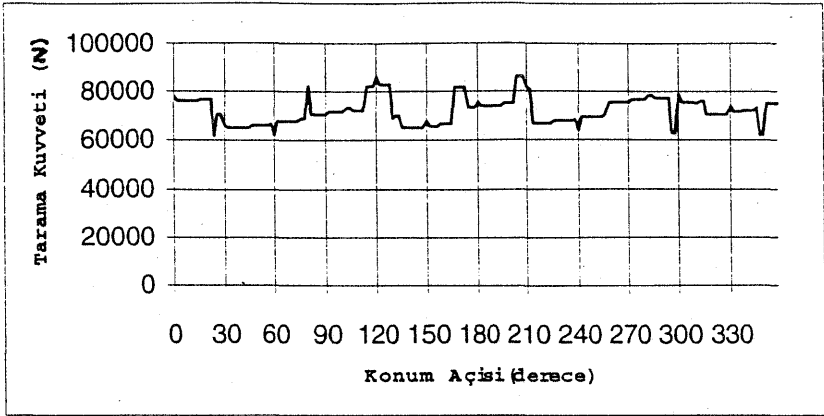
Yukarıda değinilen çalışmalara göre genel olarak süreksizliklerin varlığı verimliliği olumlu yönde etkilemektedir. Fakat makina dengesini açısından tersi durum söz konusu olabilecektir. İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Kazı Mekanizasyonu laboratuvarlarında çeşitli RQD değerlerine denk gelecek şekilde yapay süreksizlik düzlemleri oluşturulan kayaçlarda kalem uçlu keskielerle kesme deneyleri yapılmıştır (Dinçer, 1998). Süreksizlik düzlemleri tünel yüzeyine dik süreksizlik düzlemlerini temsil etmektedir. Şekil 4'de RQD değeri 18 olan numunede yapılmış bir kesme deneyinin F_C kuvveti değişimi görülmektedir. Keski süreksizliklerin üzerinden geçerken kuvvet değerleri yaklaşık sıfıra inmekte ve sonra tekrar yükselmektedir. Bu durum aşınmamış keskielerde F'_C/F_C ve F'_N/F_N oranlarının artmasına (RQD 18 için sırasıyla 4.1 ve 4.3) neden olmuştur.

Kesici kafa tasarımı yapılırken makina dengesi açısından bütün keskilere eşit yük düşecek şekilde tasarım yapılmaya ve kayaçla kontak halindeki keski sayısı eşit tutulmaya çalışılmalıdır. Tam cepheli kazı makinalarında kazı sırasında bütün keskilere kayaçla kontak halindedir. Ama kısmi cepheli kazı makinalarında kesici kafa döndükçe kesme sektörüne sürekli keskilere giriş ve çıkışı söz konusu olacak ve titreşime neden olacaktır. Transverse kesici kafaya sahip bir kısmi cepheli kazı makinasının kesici kafanın arını tarama modunda iken kafanın bir dönüşünde oluşacak kuvvet ve tork değişiminin nasıl olacağı Şekil 5 ve Şekil 6'da gösterilmiştir. Bu şekiller Colorado School of Mines Modeli baz alınarak hazırlanan bilgisayar programından elde edilmiştir (Acaroğlu, 1996). Tarama kuvveti ve tork değişimi Şekil 7'deki kayaçla kontak halindeki keski sayısının değişimiyle aynı eğilimi göstermektedir. Süreksizliklerin varlığı da keski kuvvetlerinin sıfıra kadar inmesi ve sonra tekrar yükselmesi nedeniyle bu tür bir titreşim etkisi gösterebilecektir.

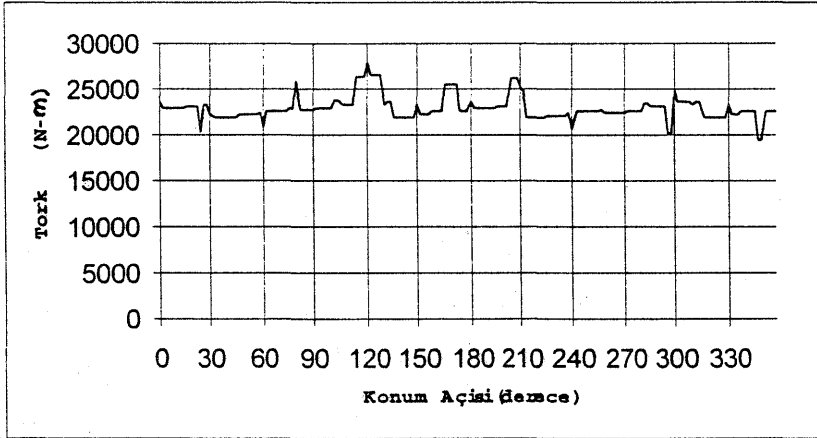
Kesici kafanın tamamı göz önüne alındığında bazı keskilere süreksizlik düzlemlerinden geçerken bazıları masif kayaç üzerinden geçecek ve oluşan değişik kuvvetler birbirlerini dengeleyebilecektir. Fakat, Genel olarak böyle bir kayaçta makina dengesinin, mekanik özellikler açısından benzer olan kompakt kayaçtakine göre daha olumsuz etkilenebileceği tahmin edilmektedir.



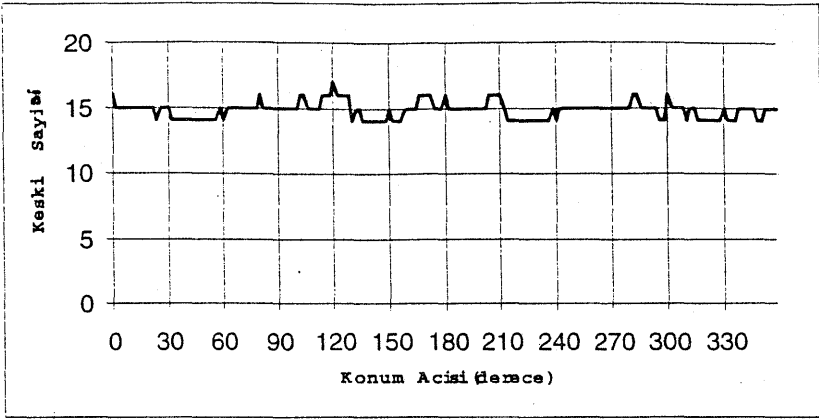
Şekil 4. Süreksizlik içeren bir kayaçta kesme kuvveti (F_C) değişimi (Dinçer, 1998)



Şekil 5. Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM 75 in arını tarama modunda iken tarama kuvveti değişimi (Acaroğlu, 1996)



Şekil 6. Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 in arını tarama modunda iken tork değişimi (Acaroğlu, 1996)



Şekil 7. Hazırlanan bilgisayar programında kesici kafa performans analizi yapılan AM-75 in arını tarama modunda iken keski sayısı değişimi (Acaroğlu, 1996)

7. SONUÇLAR

Kayaçların birçok fiziksel ve mekanik özellikleri, kesme kuvvetleri başta olmak üzere S/d oranı, keski sayısı, keski türü, keski aşınması gibi çeşitli kesici kafa tasarım parametrelerine ve makina dengesine etki etmektedir. Kesme kuvvetlerinin teorik hesaplamalarında kayacın basınç, çekme ve kesme dayanımı kullanılırken, amprik yaklaşımlarda kayaç kütle özellikleri başta olmak üzere hemen hemen bütün kayaç özellikleri kullanılmaktadır.

Kazı mekaniğinde kırılgenlik önemli bir kayaç parametresidir. Genel olarak kırılgenlik arttıkça S/d oranının büyümesinden dolayı kesme verimliliği artarken, keski sayısının azalması ve aşınmamış keskilerde maksimum kesme kuvvetlerinin, ortalama kesme kuvvetlerine oranının artması nedeniyle makina dengesini olumsuz etkileyebileceği tahmin edilmektedir.

Kayaçtaki süreksizlikler, süreksizlik türü, sıklığı ve konumuna bağlı olarak kesme verimliliğini etkilemektedir. Süreksizliklerin varlığı kesme verimini olumlu yönde etkilemekte fakat ortalama maksimum kesme kuvvetlerinin ortalama kesme kuvvetlerine oranının artmasından dolayı titreşim değerlerinin artabileceği ve kayaçla kontak halindeki keski sayısı eşit tutulmadığında ortaya çıkan titreşimlere benzer titreşimler olabileceği tahmin edilmektedir.

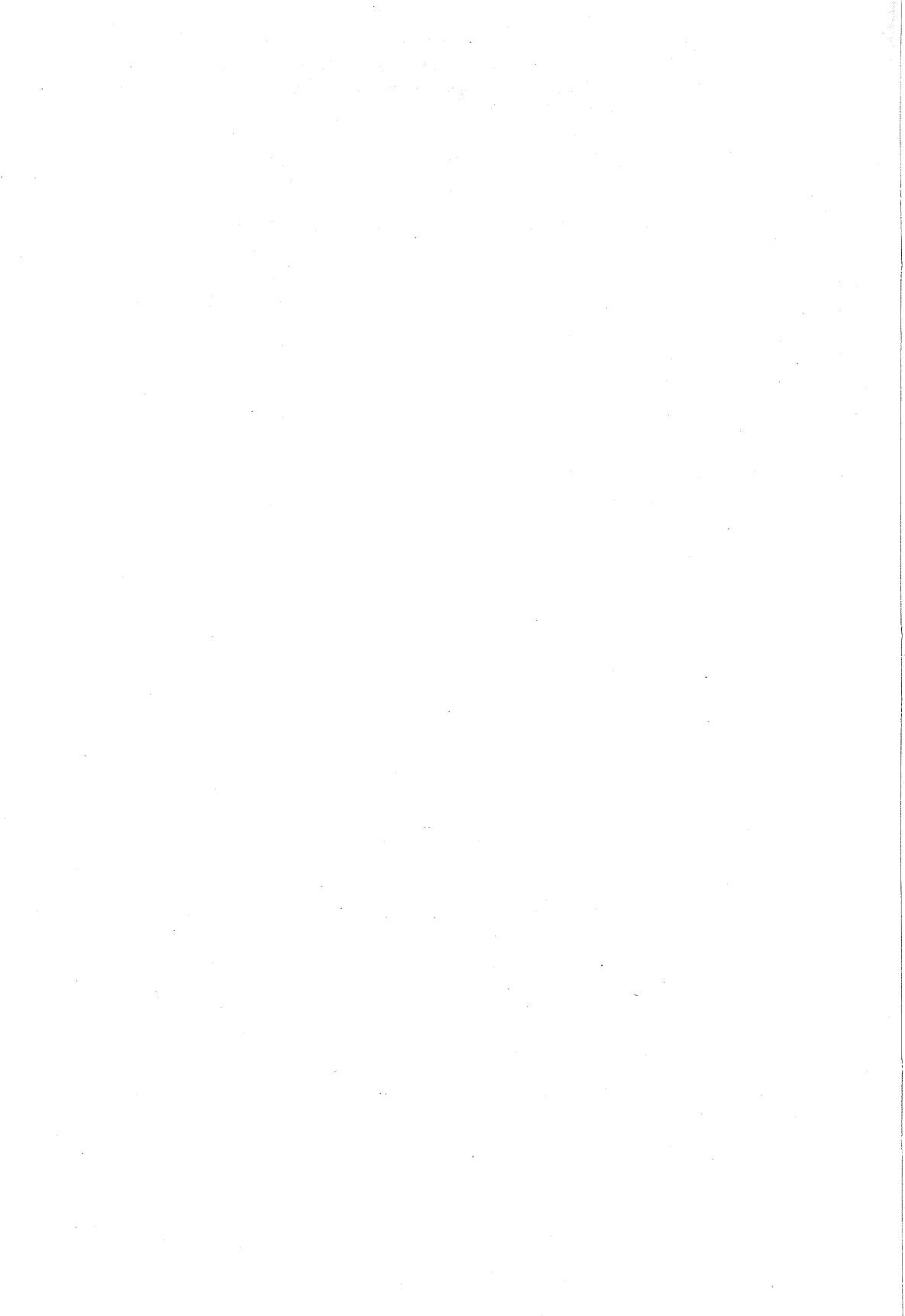
TEŞEKKÜR

Bu çalışma NATO-TU-Excavation projesi çerçevesinde gerçekleştirilmiştir. Yazar NATO Science for Stability Programme yöneticilerine teşekkürü bir borç bilir.

KAYNAKLAR

- Acaroğlu, Ö. (1996) *Bomlu Kazı Makinalarında Kesici Kafa Tasarım Parametrelerinin İncelenmesi*, Yük. Lisans Tezi, İ.T.Ü., 88 p.
- Bilgin, N. (1977) *Investigations into the Mechanical Cutting Characteristics of Some Medium and High Strength Rocks*, Ph. D Thesis, University of Newcastle upon Tyne, U.K., 332 p.
- Bilgin, N. Shariar, K. and Seyrek, T. (1988) Roadheaders in Istanbul Golden Horn clean-up contributes valuable data, *Tunnels and Tunnelling*, June, pp. 41-47.
- Breeds, C.D. and Conway, J.J. (1992) Rapid Excavation, *Mining Engineering Handbook*, H.L. Hurtmen (eds), Society for mining, metallurgy and exploration Inc., Littleton, Colorado, Vol. 2, pp. 1871-1907.
- Dinçer, T. (1998) *Mekanize kazı sistemlerinin verimliliğini etkileyen faktörler*, devam eden doktora çalışması, İ.T.Ü.Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Evans, I. (1984) A theory of the cutting force for point attack picks, *International Journal of Mining Engineering*, Vol. 2, pp. 63-71.
- Evans, I., Pomeroy, C.D., 1966, *The Strength Fracture and Workability of Coal*, Pergamon Press, p. 277.
- Göktaş, R.M. (1991) Brittleness and micro-scale rock cutting efficiency, *Mine Science and Tecnology*, Vol 13, pp. 237-241.
- Göktaş, R.M. (1992) A theoretical compression of the performance of drag picks in relation to coal strength parameters, *J.S. Afr. Inst. Min. Metall.*, Vol 92, No. 4, April, pp. 85-87.
- Göktaş, R.M. (1995) Prediction of drag bit cutting force in hard rocks, *3th Int. Sym. On Mine Mech. and Automation*, Golden Colorado, USA, Vol I, Sec. 10, pp. 33-37.
- Hekimoğlu, O.Z. (1986) Galeri açma makinalarının kesici kafa geometrisinin makina performansına olan etkileri, *Türkiye Kömür Kongresi*, s.111-140.
- McFeat-Smith, I. and Fowell, R.J. (1979) The selection and application of roadheaders for rock tunnelling, *1979 RETC Proceedings*, pp. 262-279.

- Nelson, P.P.** (1992) TBM performance analysis with reference to rock properties, *Comprehensive Rock Engineering*, J.A. Hudson (eds), Vol. 3, Imperial college of science technology & medicine, London, UK, Pergamon Press, Oxford, pp. 261-291.
- Nishimatsu, N.** (1972) The mechanics of rock cutting, *International Journal Rock Mechanics and Mining Science*, Vol. 9, 261-270.
- Roxborough, F.F.** (1973) Cutting rock with picks, *The Mining Engineer*, June, 445-455.



TÜNEL AÇMA MAKİNALARININ PERFORMANSINI ETKİLEYEN BAZI ÖZELLİKLER

SOME PARAMETERS THAT EFFECT THE PERFORMANCE TUNNEL BORING MACHINES

Turgay DİNÇER, İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fak. 80620
Maslak/İSTANBUL

ÖZET

Tam Cepheli Tünel Açma makinaları son 20 yılda özellikle şehirleşmelerin yoğun olduğu bölgelerde metro, kanalizasyon vs gibi alt yapı hizmetlerinde çokça kullanılan hızlı kazı sistemleridir. Bunların seçimi, özellikle tasarımı, kayaçların bazı jeomekanik özellikleri esas alınarak yapılmış ve yapılmaktadır. NATO-TU Excavation araştırma projesi kapsamında çeşitli firmaların ürettiği makinalardaki tasarım esaslarını etkileyen kayaçların jeomekanik özelliklerini anlamak için çeşitli literatürlerde yayınlanmış 1000'den fazla veri analiz edilmiştir. Bu verilerde çeşitli kayaç özellikleri; makina torku, makina gücü, maksimum arına itme kuvveti, çap ve makina ağırlık ilişkileri incelenmiş ve sonuçlar kazı mekaniği prensiplerinden hareket edilerek açıklanmaya çalışılmıştır. Böylece belirli özellikteki formasyonlarda hangi özelliğe sahip makinaların kullanılması gerektiğini belirleyen esaslar ortaya konmuştur.

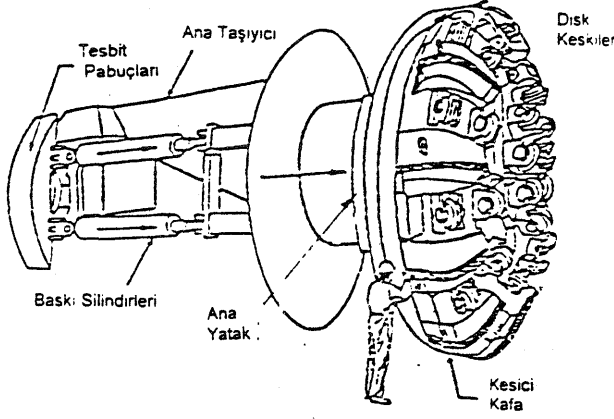
ABSTRACT

Full Face Tunnel Boring System is one of the rapid excavation techniques which has been increasingly used to excavate the underground subways, sewerages and other service openings in urban areas during the last 20 years. In order to understand the geomechanical parameters which effect the design of machines produced by several companies, more than a thousand published data from the literature is analysed. The relationships between the machine torque, machine power, maximum thrust, diameter and weight of the machine were investigated and results are tried to be explained by the help of rock mechanics principles. In this way the rules which machines are to be used in formations with known charecteristics are tried to be determined.

1. GİRİŞ

Günümüzde giderek artan şehirleşme, sulama ve ulaşım amaçlı tünellerin de açılmasını beraberinde getirmektedir. Klasik yöntemlerin yarattığı olumsuz etkiler mekanize olmuş kazı sistemleri ile ortadan kalkmaktadır. Mekanize sistemler genelde, kollu tünel açma makinaları ve tam cephe kazı makineleri olmak üzere ikiye ayrılırlar.

TBM (Tam Cephe Kazı Makinası) kesiti daire şeklindedir. Disk keskiyer ön tarafta ve kafa üzerine yerleştirilmişlerdir. TBM kafası döndürülür ve ileri itirilir. İtirme kuvvetleri ve tork ana yapı iskeletinden transfer edilir (Şekil 1).

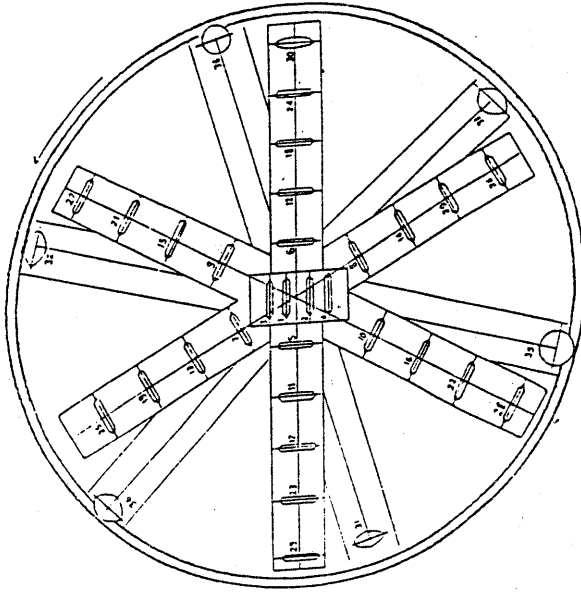


Şekil 1. TBM'in genel yapısı (Özdemir, 1992)

TBM kafası, tünel yüzeyinin tutulması, disklerin tutulması, dönme ve ittirmenin sağlanması, toplanan pasanın ulaşım sistemine verilmesi ve su spreysi ile tozun bastırılmasını sağlar.

Kafa dönerken keskiyerlerin her biri aynada daire şeklinde iç içe izler oluştururlar. Diskler kafada dağılmış durumdadırlar. Tüm diskler arına sürekli olarak gömülüdürler, aynı anda yüklenirler. Diskler izleri oluştururken birbirine serbest yüzey oluşturacak şekilde yerleştirilirler. Kesici kafanın yanlarında yer alan keskiyerler "tarama", merkezdekiler "merkez", ve diğer pozisyonda olan keskiyerler "ana" keskiyerler olarak adlandırılırlar. Tarama keskiyerler itirme istikametine açılı durumdadırlar, yüksek dönüş hızına sahiptirler, tabanda pasanın içinden geçmek zorundadırlar. Disk izleri arası 65-80 mm'dir (Şekil 2).

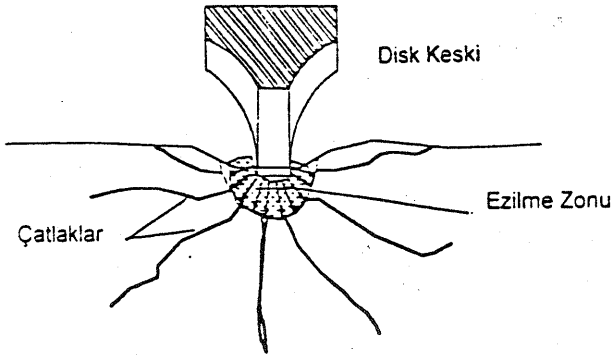
Yurdumuzdaki bazı uygulamaları İstanbul Baltalimanı (Robbins $\varnothing=4.5$ m-785 kW), Moda, Tuzla atıksu tünellerinde (Robbins $\varnothing=5.04$ m- 800 kW) ve İzmir metrosunda ($\varnothing=6.52$ m-1073 kW) olmuştur.



Şekil 2. Disklerin dizilimi (Eskikaya, 1997).

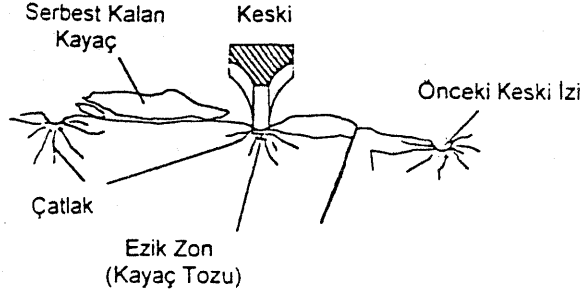
2 DİSK KESKİ İLE ÇATLATMA

Disk keskinin kesme işlemini anlamak için bir çok kavram geliştirildi. Diskin etkisi ile aynada bir çatlaklık oluşur ve bu giderek yayılır, bu çatlakların yayılması ile kırılmış zondan serbest yüzeye doğru gelişen çatlaklarla, serbest kalan kayaç parçaları, sonuçta pasa oluşturur (Şekil 3).



Şekil 3. Disk keski ile kesme prensibi (Özdemir, 1992).

Gözenekli olmayan kırılğan kayaçta, ezilme sırasında bir genişleme olur. Disk yükü ile ilerleme yaratılırken, yerel zonda üç eksenli basınç altında sınırlı ezilme zonu meydana gelir. Yeterli büyüklükteki basınçla ezilmiş zondan ezilmemiş zona doğru çatlakların belirmesi gürültü ve toz yayılması ile ortaya çıkar. Disklerle etkili kesmede çatlaklar kesme yüzeyine hemen hemen paralel ve bitişik ize doğrudur. Kayaç parçacıklarının oluşumu bir önceki izlerle ve süreksizliklerle sınırlıdır (Şekil 4) (Nelson, 1992).

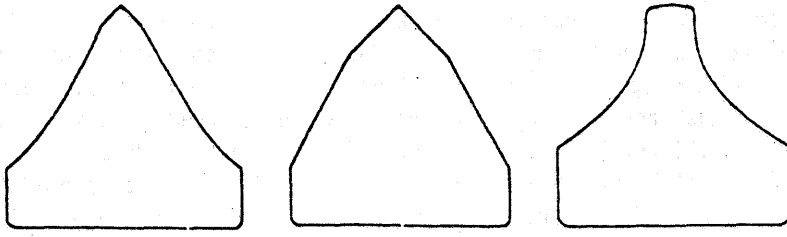


Şekil 4. Serbest kayaç parçacıklarının oluşumu ve yayılma sınırları (Özdemir, 1992).

2.1 Disk Keskilerin Gelişimi

- Disk Keskilerin gelişiminde uzun ömür ve performans kriterleri göz önüne alınmıştır. İlk modern TBM James S. Robbins tarafından geliştirildi ve keski kama uçlu idi ve Oahe barajı inşaatında kullanıldı (1953). İlk disk keski TBM de Robbins tarafından geliştirildi, Toronto da çalıştırıldı (1956). Daha sonra diğer üreticilerde bu tür keskiyle çalışan TBM leri ürettir ve pazara girdiler.
- Çoklu disk keskiyle, bitişik yapıdaki diskler aynı dev/dak (hıza) sahip oldukları için disklerin çapı dıştan içe doğru azalır.
- Tek disk keski 1970'li yılların başında doğdu ve standart şeklini aldı. Keski aralarının düzenlenmesi ile aynada izler arasının eşit olması sağlandı. Disklerin çapı 254 mm' den 483 mm'e yatak kapasitesi ise 18 ton'dan 30 ton'a ulaşmıştır (Hartwig, 1991).
- Son 15 yılda bir diğer gelişme disk keski ağız şeklinde olmuştur. İlk disk keski ağız keskin (dar açılı) olarak yapılmıştır. Bu o zaman için mantıksal olarak doğru düşünülmüş, daha sonra ise aşınma dayanımını arttırmak için geniş açılı V şekilli, daha sonra da sabit kesitli sistemine geçilmiştir. Böylece keski ömrü artmış, keski ağızında oluşan körelme sorunları ortadan kalkarak, bakım kolaylıkları ve verim artmıştır (Şekil 5).

Kesici disklerin etrafında tekrar tekrar yerleştirilebilen özel sertleştirilmiş çelik ve aşındırıcılık direnci yüksek olan halka vardır. Aynadaki kayacın sertliğine göre ringin sertliğide dengelenmelidir. Sert kayaçta yüksek baskı ve darbe yükleri beklenir.



a) V Tip Disk

b) Geniş Ağız Kesitli Disk

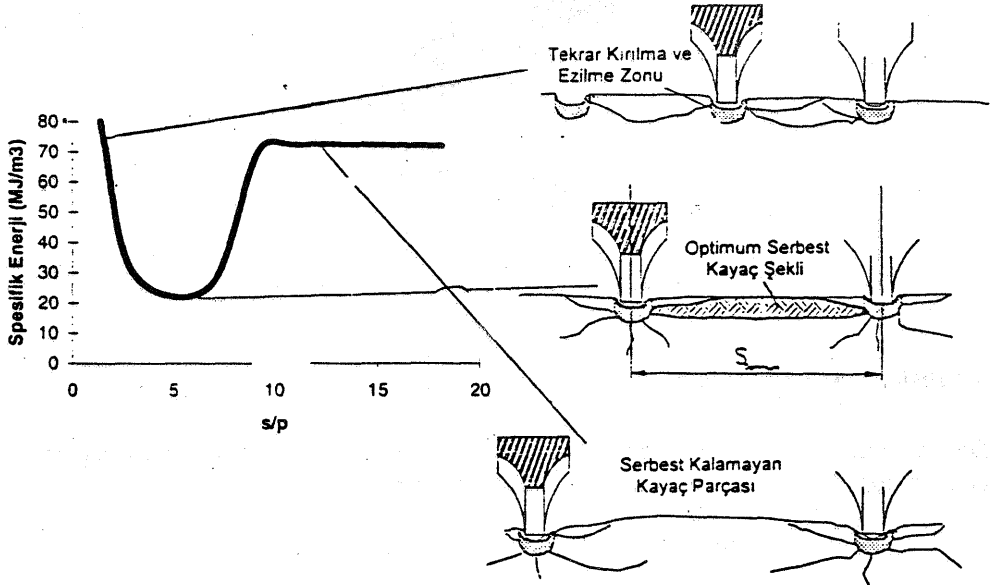
c) Sabit Kesitli Disk

Şekil 5. Disk keski şekilleri (Özdemir, 1992).

Standart kesici disklerin çapı 394 - 432 mm'dir. Daha küçük çaplı olanlar ve 483 - 500 mm çapında olanlar geliştirilmektedir. Keski dizaynı 42 yıldır yapılmaktadır. İlk yapılanlar klasik, daha sonra yapılanlar "sabit kesitli" tipinde olanlardır. Tipik sabit kesitli halkaların temas yüzeyleri 12 -19 mm ve alabildikleri yük 220 kN'dan 270 kN'a kadar ulaşmaktadır. (Nelson, 1992).

2.2 Diskler Arası Mesafenin Ayarlanması

Bir disk tarafından oluşturulan çatlaklar diğer komşu disk tarafından oluşturulan çatlaklar ile birleşince, iki disk arasında serbest kalan kayaç parçacıkları oluşur.



Şekil 6. Diskler arası mesafenin değişimine göre spesifik enerjinin durumu ve kayaç parçacıklarının oluşumu (Özdemir, 1992).

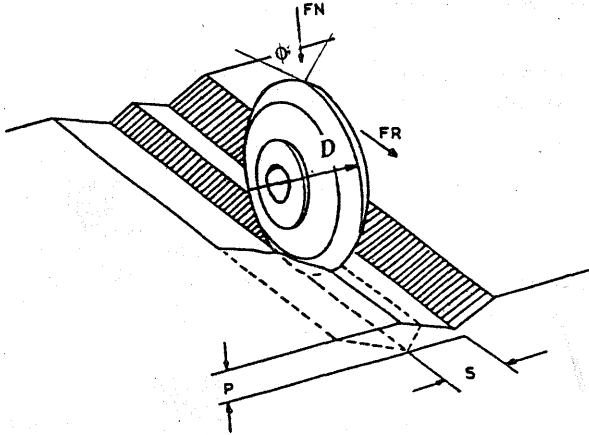
Parçacıkların uzun ve büyük olması verimli kazı için gereklidir. Kesme işlemi TBM tarafından uygulanan bastırma kuvveti ve dönme kuvveti ile yapılır. Bir devir işlemi bittiğinde batma miktarı (p) kadar ilerleme sağlanır. İkinci devirde aynı işlemler yinelenir. Şayet iki disk arasında kopma olmaz veya aşırı derecede küçük parçalar koparsa verim düşüklüğü olur. Bu durumda birim hacim kayacı koparmak için harcanan enerji (Spesifik Enerji MJ/m^3) miktarı artar (Şekil. 6). Spesifik Enerjide enerjinin $8/9$ 'u ezmeye $1/9$ 'u çatlatmaya sarf edilmektedir (Norwegian Institute of Technology 1995).

3. DİSK KESKİ PARAMETRELERİNİN SPESİFİK ENERJİYE ETKİSİ

Spesifik enerji, kazı ekonomisini kontrol eden önemli faktörlerden biridir. Spesifik enerjiyi etkileyen tasarım parametreleri Şekil 7'de tariflenmiştir.

3.1 Disk Açısı (ϕ)

Disk açısı arttıkça FR , FT ve SE artmaktadır. Önceleri V kesitli diskler 60 ile 90 derece arasındaki açılarda imal edilirken, şimdi ise diskler sabit kesitli olarak imal edilmektedir.



Şekil 7. Disk keski parametrelerinin şekil üzerinde gösterimi (Bilgin, 1989).

3.2 Disk Keski Çapı D (cm)

Disk çapının spesifik enerji üzerinde hiç bir etkisi yoktur, fakat küçük disk çaplarında arından kopan parçalar diskler arasına sıkışarak sorun yaratmaktadır.

3.3 Kesme Derinliği (p)

Kesme derinliği arttıkça kuvvetler lineer olarak artmakta, SE ise düşmektedir. Derin kazı için FT bastırma kuvvetinin artırılması gerekmektedir. FT bastırma kuvvetini taşıyabilecek yük günümüzde 30 ton ile sınırlıdır.

3.4 Kesme Hızı (V)

Kesme hızlarının keski kuvvetleri ve spesifik enerji üzerine hiç bir etkisi yoktur.

3.5 Diskler Arası Mesafe (S)

Kazı esnasında diskler birbirlerini etkileyerek kazı yaparlar. İki disk arasındaki köprü belirli bir (s) mesafesinden sonra kopmayacak ve performans düşecektir. Aynı şekilde disklerin birbirine çok yakın olması durumunda aşırı parçalanma ve fazla bir spesifik enerji gereksinimi olacaktır Bu nedenle keski arası için optimum mesafe söz konusudur (Bilgin, 1989).

4. DİSK KESKİLERE GELEN KUVVETLERİN TEORİK HESABI

Roxborough ve Phillips yaptıkları çalışmalarda diske gelen kuvvetleri ve optimum s/p oranını aşağıdaki verilen bağıntılarla belirlemişler (Bilgin, 1989).

$$FT = \frac{8p \cdot \sigma_c \cdot \tan(\phi/2) \sqrt{Dp - p^2}}{3} \quad [1]$$

$$FR = \frac{8p^2 \cdot \sigma_c \cdot \tan \phi/2}{3} \quad [2]$$

$$\frac{s}{p} = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad [3]$$

$$T = 2x\left(\frac{1}{2}x\frac{R}{2}x\left(\frac{n-2}{2}\right)FR + \frac{1}{2}x\frac{R}{2}xFR\right) \quad [4]$$

elde edilir. Burada;

FT=İtirme Kuvveti (kN)

FR=Döndürme Kuvveti (kN)

T=Tork (kNm)

p=Kesme Derinliği (cm)

ϕ =Disk Açısı (°)

D=Disk Çapı (cm)

s=Diskler arası mesafe (cm)

σ_c =Basınç Dayanımı (MPa)

σ_s =Kesme Dayanımı (Mpa)

R=TBM Çapı (m)

n=Disk Sayısı

5. TBM'DE BAZI PARAMETLERELER ARASINDAKİ İLİŞKİLER

Bu çalışmada 483 adet Robbins, 161 adet Jarva-Atlas Copco, 63 adet Kawaski, 65 adet Wost-Alpine, 224 adet Wirth marka TBM verileri incelenmiş ve aşağıdaki ilişkiler bulunmuştur. Bu ilişkilerden makine çapı, disk sayısı ilişkisi ve makine gücü, itirme kuvveti ilişkileri şekilde gösterilmiştir (Stack, 1995).

Bulunan ilişkiler.

$$\text{Makina Ağırlığı (ton)} = 7.586 \times \text{Çap (m)}^{1.9209} \quad [5]$$
$$R^2 = 0.7845$$

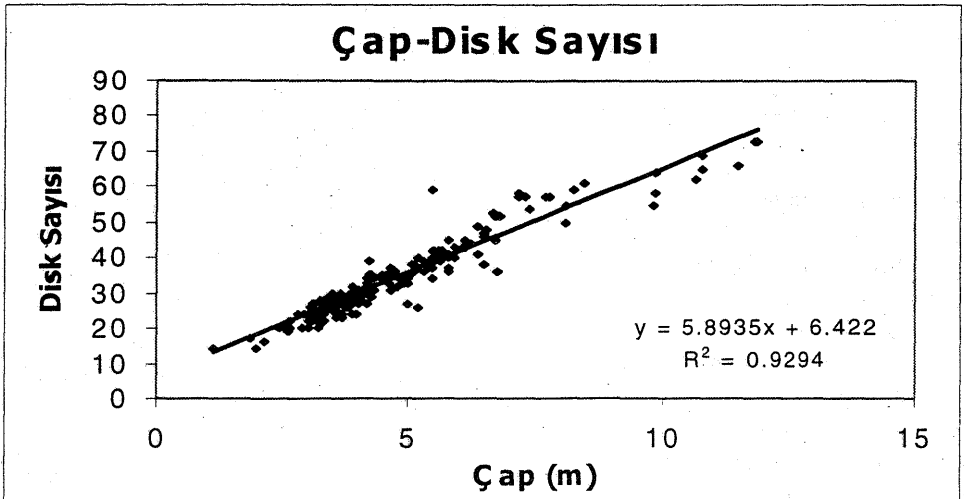
$$\text{Disk Sayısı} = 5.8935 \times \text{TBM Çapı (m)} + 6.422 \text{ (Şekil 8).} \quad [6]$$
$$R^2 = 0.9294$$

$$\text{Disk Sayısı} = 0.0615 \times \text{Makina Ağırlığı (ton)} + 22.365 \quad [7]$$
$$R^2 = 0.7599$$

$$\text{Makina Ağırlığı} = 0.2343 \times \text{Kesme Gücü (kW)}^{1.0035} \quad [8]$$
$$R^2 = 0.7995$$

$$\text{Disk Sayısı} = 0.0029 \times \text{İtirme Kuvveti (kN)} + 17.157 \quad [9]$$
$$R^2 = 0.6432$$

$$\text{Makina Ağırlığı (ton)} = 0.0274 \times \text{İtirme Kuvveti (kN)}^{1.0007} \quad [10]$$
$$R^2 = 0.7035$$



Şekil 8. Disk sayısı-çap ilişkisi

$$\text{Disk Sayısı}=4.0077 \times \text{Tork (kNm)}^{0.3067} \quad [11]$$

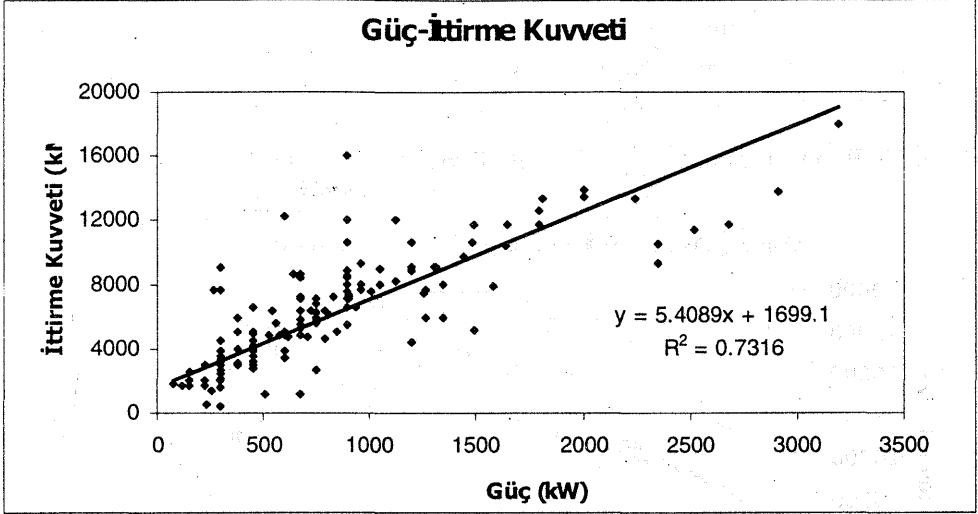
$$R^2=0.7035$$

$$\text{Makine Ağırlığı}=0.8331 \times \text{Tork (kNm)}^{0.7458} \quad [12]$$

$$R^2=0.7352$$

$$\text{İtirme Kuvveti}=5.4089 \times \text{Güç (kW)} + 1699.1 \quad [13]$$

$$R^2=0.7316$$

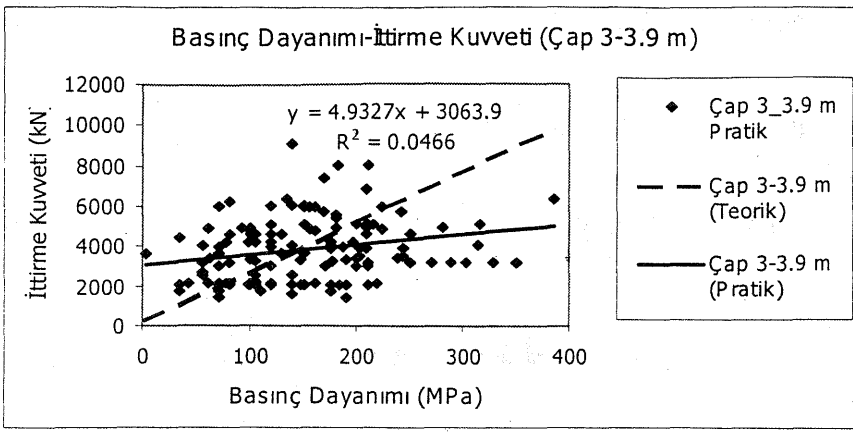


Şekil 9. İtirme kuvveti-güç ilişkisi

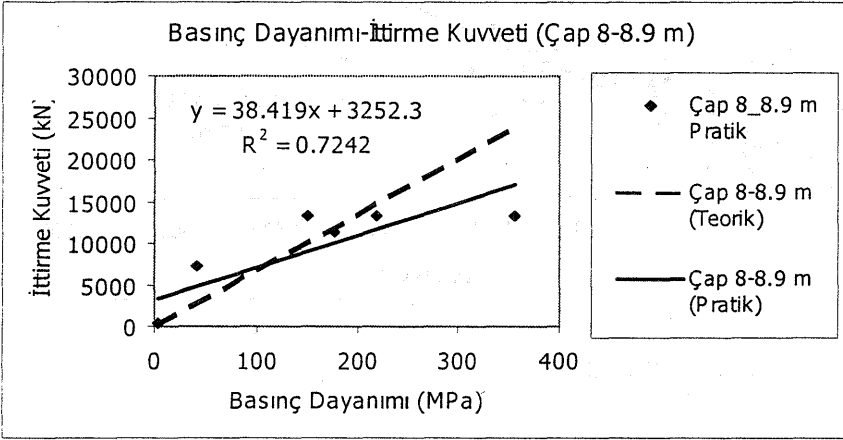
6. KAYAÇ ÖZELLİKLERİ VE MAKİNE TASARIM PARAMETRELERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER

6.1. Basınç Dayanımı-İtirme Kuvveti İlişkileri

Değişik uygulamalardan alınan veriler ve [1] no'lu bağıntıyı kullanılarak incelenmiş ve istatistiksel analizler yapılmıştır. 3 m'den 8 m çapa kadar olan makinelerde, makinenin toplam arına itirme kuvveti ile o tünelin geçildiği kayaç formasyonunun basınç dayanımı arasında anlamlı bir korelasyon yoktur. Bu da bu boyutlar arasındaki makinelerin universal olarak tasarımılandırıldığını ve belirli bir kayaç formasyonuna göre tasarımılandırılmadığı gerçeğini ortaya koymaktadır. 3-3.9 m çap için tipik bir ilişki şekil 10'da verilmiştir. Bunun yanında çapları 8 – 8.9 m arasında olan makinelerle tünelin açıldığı formasyonun basınç dayanımı ile makinenin itirme kuvveti arasındaki ilişki çok belirgindir. Bu da bu makinenin çok özel olarak belirli bir formasyona uygun olarak tasarımılandırıldığını göstermektedir (Şekil 11).



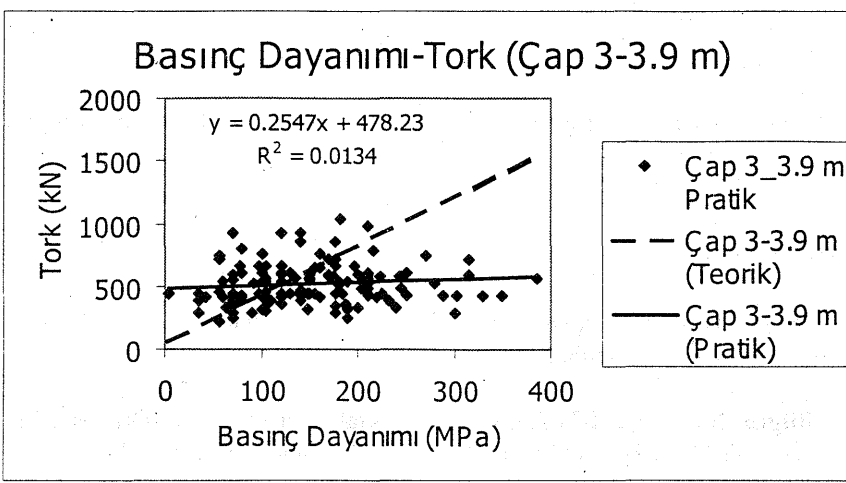
Şekil 10. Basınç dayanımı-ittirme kuvveti ilişkisi (Çap 3-3.9 m).



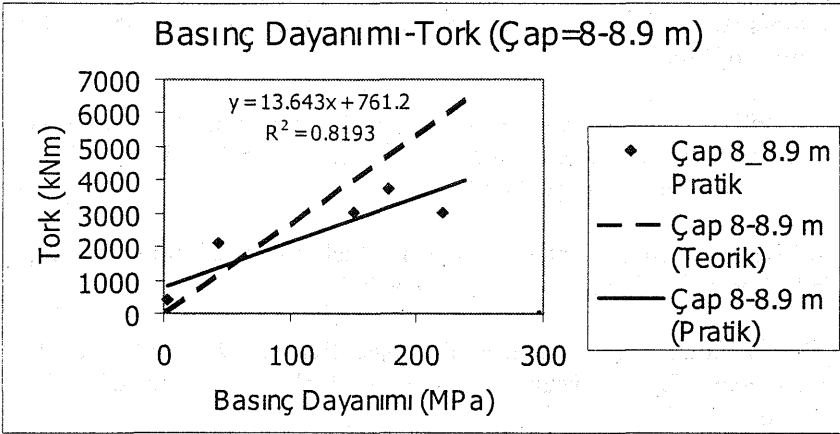
Şekil 11. Basınç dayanımı-ittirme kuvveti ilişkisi (Çap 8-8.9 m).

6.2. Basınç Dayanımı-Tork-İlişkileri

Değişik uygulamalardan alınan veriler ve 5.4 no'lu bağıntıyı kullanarak incelenmiş ve istatistiksel analizler yapılmıştır. 3 m'den 8 m çapa kadar olan makinelerde, makinenin torku ile o tünelin geçildiği kayaç formasyonunun basınç dayanımı arasında anlamlı bir korelasyon yoktur. Bu da bu boyutlar arasında ki makinelerin universal olarak tasarımılandırıldığını ve belirli bir kayaç formasyonuna göre tasarımılandırılmadığı gerçeğini ortaya koymaktadır. 3-3.9 m çap için tipik bir ilişki şekil 12'de verilmiştir. Bunun yanında çapları 8 – 8.9 m arasında olan makinelerle tünelin açıldığı formasyonun basınç dayanımı ile makinenin torku arasındaki ilişki çok belirgindir. Bu da bu makinenin çok özel olarak belirli bir formasyona uygun olarak tasarımılandırıldığını göstermektedir. 8 m çap için örnek şekil 13'de verilmiştir.



Şekil 12. Basınç dayanımı-tork ilişkisi (Çap 3-3.9 m).



Şekil 13. Basınç dayanımı-tork ilişkisi (Çap 8-8.9 m).

7. SONUÇLAR

Üretici firmalar çokça kullanılan 2-8 m çap arasındaki makinelerini her ortamda kullanmak için universal bir dizayn geliştirmişlerdir. Fakat 8 m ve üzeri çaplı makineler özel amaçlı projeler için yapıldığından, makine dizaynı yapılırken jeomekanik özelliklerden tam olarak yararlanmışlardır.

TBM imalinde kafada disk keski aralığını sabit tutup, itirme kuvvetini ortama göre ayarlamayı yeğlemişlerdir. İtirme kuvvetine bağlı olarak da güç ortama göre değişmiştir.

8. TEŞEKKÜR

Yazar NATO-TU Excavation projesini destekleyen science for stability program yöneticilerine teşekkür eder.

9. KAYNAKLAR

Bilgin, N., (1989) İnşaat ve Maden Mühendisleri için Uygulamalı Kazı Mekaniği, Birsen Yayınevi, İstanbul.

Eskikaya, Ş., Bilgin, N., (1997) STFA-GÜNGEN Ortak Girişimi Tuzla-Dragos Tüneli İnşaatı TBM Kullanım Uygunluk Etüdü. İTÜ Maden Fak. İstanbul

Hartwig, S., (1991) Atlas Copco Tunneling and Mining AB, Mechanical Rock Excavation. Proceedings, International Symposium on Mine Mechanization and Automation Vol. 1, Goldon, Colorado, June 10-13 Editors Levent Özdemir, Robert King, Kanaan Hanna CSM and US Bureau of Mines.

Nelson, P.,N., (1992) Comprehensive Rock Engineering, Vol. III, Performance Analysis with Reference to Rock Properties, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, UK.

Özdemir, L., 1992, Short Course Notebook Vol. 1, Mechanical Excavation Techniques in Underground Construction, İTÜ, İstanbul.

——— (1995) Hard Rock Tunnel Boring, Project Report 1-94 The University of Trondheim The Norwegian Institute of Technology. The Division of Construction Engineering.

Stack, B., (1995) Encyclopedia of Tunneling Mining and Drilling Equipment, Moden Publishing Company, Hobart, Australia Vol. I-II-III.

KAYAÇLARIN DARBE SERTLİK SAYISI (RIHN) İLE FİZİKO- MEKANİK ÖZELLİKLERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLERİN İNCELENMESİ

AN INVESTIGATION OF THE RELATIONSHIPS BETWEEN PHYSICO- MECHANICS PROPERTIES AND ROCK IMPACT HARDNESS NUMBER (RIHN) OF ROCKS

Raşit ALTINDAĞ, Süleyman Demirel Üniv., Müh. Mim. Fak., 32260 Isparta

ÖZET

Bu çalışmada, kayaçların kazılabilirlik/delinebilirlik özelliklerinin ve kazı makinalarının performanslarının kazı öncesi tahmini için kullanılan kayaç darbe sertlik sayısı (Rock Impact Hardness Number, RIHN), araziden alınan sedimanter kökenli kayaçlar için belirlenmiştir. Kayaçların RIHN değerlerinin belirlenmesinde, harcanan Spesifik Enerji (SE) değerleri hesaplanmıştır. Kayaçların tek eksenli basınç dayanımıyla normalize edilmiş SE değerleri ve normalize edilmemiş SE değerleri ile kayaçların fiziko-mekanik özellikleri arasındaki ilişkiler regresyon analizleriyle incelenmiştir.

ABSTRACT

In this study, the Rock Impact Hardness Number (RIHN) which is used to determine the drillability/workability properties of rocks and for prediction of the efficiency of the roadheader machines were determined for sedimentary rocks taken from field. SE values in breaking of the samples were calculated in finding RIHN values. Relations between the SE and normalised SE with uniaxial compression strength and physico-mechanical properties of rocks are examined by regression analysis.

1. GİRİŞ

Kayaçların kazılabilirlik/delinebilirlik özelliklerinin belirlenmesine yaklaşımda bulunabilmek amacıyla çeşitli araştırmacılar tarafından farklı deney yöntemleri önerilmiş ve kullanılmıştır.

Kayaçların darbe dayanımı ilk olarak, 2,4 kg ağırlığındaki bir kütlenin 0,64 m yükseklikten bilinen belli bir hacimdeki kayaç numunesi üzerine düşürülüp 0,5 mm'nin altına geçen kayaç miktarı ve düşürme sayısı kullanılarak darbe dayanım katsayısı (Impact Strength Coefficient, CRS) olarak Protodyakonov (1961) tarafından incelenmiştir. Daha sonra, A.B.D.'de Bureau of Mines (Madencilik Bürosu) 'da çalışan araştırmacılar tarafından CRS değerini elde etmek için deney tekrar modifiye edilmiştir (Schmidt, 1974; Tandanand and Unger, 1975).

Evans and Pomery (1966) tarafından, kömürlerin dayanımının sınıflandırılması amacıyla darbe dayanım indeksi (Impact Strength Index, ISI) geliştirilmiştir. Bu deney yöntemi, kömür ve sadece düşük dayanımlı kayaçlar için kullanılabilir.

Protodyakonov (1961) testi Misra (1972), Wootton (1974) ve Brook (1977) tarafından tekrar modifiye edilerek kayaç darbe sertlik sayısı (Rock Impact Hardness Number, RIHN) testi olarak kullanılmıştır (Rabia and Brook, 1981).

Kayaç darbe sertlik sayısı (RIHN) deneyi, kollu galeri açma makinası keskinin uyguladıkları dinamik çatlatma işleminde tükettikleri enerji miktarı ile ilgili tutulan bir deneydir. Bu deneyden elde edilen RIHN değeri, RQD gibi kaya kütlesi özellikleri ile birlikte kullanılarak galeri açma makinası performansı tahmin edilebilmektedir (Matsui and Shimada, 1993; Shimada and Matsui, 1994).

Galeri açma makinası keskinin kesme işlemi sırasında kayaca dinamik ve yarı-statik yükler uygulamaktadır. Dinamik yükler kayaçta çatlakların oluşturulması ve yayılması; yarı-statik yükler ise oluşan çatlak yüzeyinin düzeltilmesinde harcanmaktadır. Dinamik çatlatma hareketi, galeri açma makinalarının kesme işleminde büyük öneme sahiptir.

RIHN, Shore sertlik değeri ve delici makinanın çalışma basıncının birlikte ele alınmasıyla elde edilen bir ampirik eşitlik yardımıyla, darbeli delicilerin performansının tahmin edilebileceği Rabia ve Brook (1981) tarafından ortaya konmuştur.

2. KAYAÇ DARBE SERTLİK SAYISI (RIHN) DENEYİ

Rabia and Brook (1981) tarafından yapılan araştırmada, farklı boyutlardaki deney düzeneğinden elde edilen deneysel verilerin, standart düzeneğinden elde edilen deney verileri ile benzerlik gösterdiği gözlenmiştir.

Bu araştırmada, araştırmanın yapıldığı laboratuvarında standart boyutlardaki deney düzeneğini imal etme olanağı bulunmaması nedeniyle ve Rabia ve Brook (1981)'un çalışmalarından elde ettikleri sonuçların ışığı altında deney düzeneğinin boyutlarında ve kullanılan deney örneği boyutlarında değişiklikler yapılmıştır. Rabia ve Brook (1981) 'un elde ettikleri deney sonuçları dikkate alınarak yapılan bu değişikliğin, deneyden elde

edilmesi amaçlanan sonuçlar üzerinde fazla etkili olmayacağı varsayılmıştır (Altındağ, 1997).

Standart deneyde kullanılan numuneler, 25 mm çapında ve 50 mm uzunluğunda boyutlara sahiptir. Düzenek içine konan numune üzerine, 0,64 m yüksekliğinden 2,4 kg ağırlığında bir kütle düşürülmüştür. Düşürme sonucu kırılan kayaç numunesi 0,5 mm'lik elek ile 90 s boyunca elle elenmiştir. Kütle düşürme işlemine numunenin % 25'i, 0,5 mm'nin altına geçinceye kadar devam edilmiştir. İstenen bu seviyeye kadar yapılan düşürme sayısı, RIHN değeri olarak tanımlanmıştır. Bu RIHN değeri, kayacın dayanımına bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Kayacın RIHN değerinin, numunenin türü ve düzensiz şekilli numunelerin kullanılmasının bağımsız olduğu yani, bu durumlardan etkilenmediği Brook (1977) tarafından ortaya konmuştur.

Bu çalışmada kullanılan deney düzeneğinin özellikleri Şekil 1' de şematik olarak verilmiştir. Kullanılan deney düzeneği, standart deney düzeneğinden farklı boyutlarda olduğundan kullanılan numunenin hacmi de değişmektedir. Söz konusu deney numunesinin hacmini bulmak için standart deneyde ve bu kullanılan deney düzeneğinde harcanan enerjiler birbirine eşitlenmiştir. Buradan da deneyde kullanılacak numunenin hacmi belirlenmiştir. Standart deney aparatı için harcanan enerji (E_1);

$$E_1 = n * \frac{2,4 * 0,64 * 9,81}{24,54} \quad (1)$$

olup burada n , 0,5 mm'nin altına geçecek % 25 oranındaki malzemeyi elde etmede gerekli düşürme sayısıdır.

Bu çalışmada kullanılan deney aparatı için harcanan enerji (E_2);

$$E_2 = n * \frac{2,1 * 0,3048 * 9,81}{V} \quad (2)$$

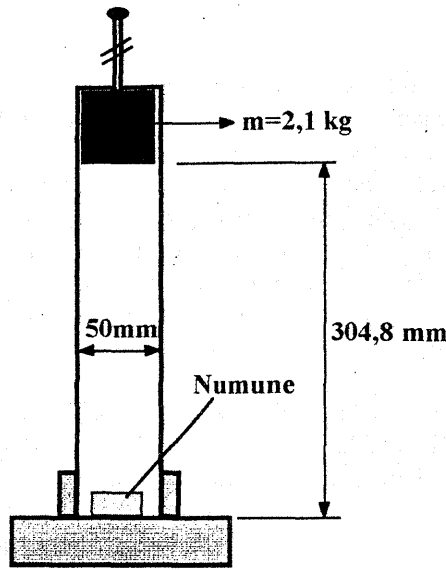
ve burada V , bu çalışmada kullanılacak numunenin hacmidir.

Harcanan enerjiler birbirine eşitlendiğinde, kullanılacak deney numunesinin hacmi;

$$n * \frac{2,4 * 0,64 * 9,81}{24,54} = n * \frac{2,1 * 0,3048 * 9,81}{V}$$

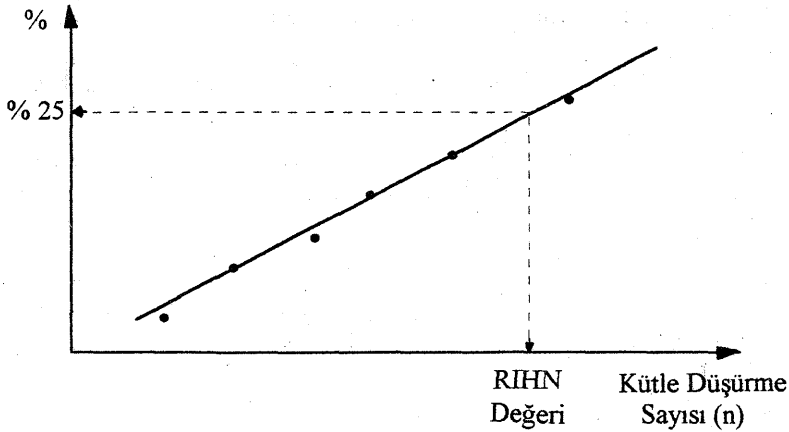
$$V = 10,23 \text{ cm}^3$$

olarak belirlenmiştir.



Şekil 1. Deneyde kullanılan düzeneğin şematik gösterimi (Altındağ, 1997).

Deneylede 7 farklı kayaç örneğinden alınan 38 mm çaplı karotlardan, hacmi yaklaşık $10,23 \text{ cm}^3$ olacak şekilde deney numuneleri hazırlanmıştır. Deneylede elde edilen düşürme sayısı ile 0,5 mm' lik eleğin altına geçen malzeme miktarının ilk numune hacmine oranı arasındaki ilişki grafiksel olarak, her numune için ayrı ayrı Şekil 2' deki gibi çizilmiştir. Deneylede her kayaç örneğinden dört numune üzerinde tekrarlanmış olup elde edilen RIHN değerlerinin aritmetik ortalaması o kayaçın RIHN değeri olarak kabul edilmiştir. Kayaçların fiziko-mekanik özellikleri ve RIHN deney sonuçları toplu olarak Çizelge 1 'de verilmiştir.



Şekil 2. Herhangibir numunenin RIHN değerinin grafikten belirlenmesi

Çizelge 1.: Kayaçların fiziko-mekanik özellikleri ve RIHN deney sonuçları

Kayaç No	Kayaç Türü	$\sigma_C \pm S.S.$ (MPa)	$\sigma_T \pm S.S.$ (MPa)	Shore Sertliği (SH)	Shore Plas. İndeksi (K)	RIHN	Spesifik Enerji (SE) (J/cm ³)
1	Kireçtaşı, Isparta	61,86 ± 4,58	13,09 ± 0,96	60	0,456	37,1	95,60
2	Kireçtaşı, Isparta	65,09 ± 7,50	13,24 ± 2,05	62,5	0,380	39,9	102,52
3	Kireçtaşı, Isparta	81,18 ± 19,66	12,5 ± 2,17	60	0,359	45,8	129,52
4	Kireçtaşı, Isparta	74,72 ± 27,9	12,52 ± 1,41	62,5	0,345	42,5	119,82
5	Kireçtaşı, Korkuteli	66,76 ± 16,01	12,22 ± 0,73	62,5	0,481	41,5	106,72
6	Kireçtaşı, Fethiye	76,76 ± 10,69	12,50 ± 1,27	57,5	0,378	42,8	111,45
7	Kumtaşı, Isparta	96,86 ± 10,38	11,57 ± 1,04	57,5	0,350	53,2	140,33

σ_C : Tek Eksenli Basınç Dayanımı

σ_T : Çekme Dayanımı (Brazilian)

RIHN : Kayaç Darbe Sertlik Sayısı

Çizelge 1 'in devamı

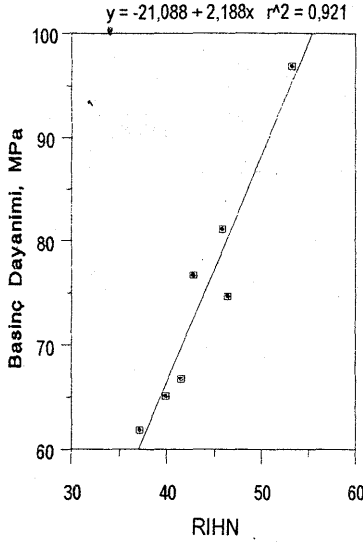
Kayaç No	ÖYA (cm ² /gr)	ÖYE (J / cm ²)	σ_C / σ_T	SE / σ_C
1	36,02	0,250	4,726	1,545
2	33,52	0,278	4,916	1,575
3	26,92	0,327	6,494	1,595
4	30,26	0,309	5,967	1,604
5	33,62	0,273	5,463	1,598
6	31,95	0,294	6,141	1,452
7	25,13	0,358	8,372	1,449

3. KAYAÇLARIN RIHN DEĞERLERİ İLE FİZİKO-MEKANİK ÖZELLİKLERİ ARASINDAKİ İLİŞKİLER

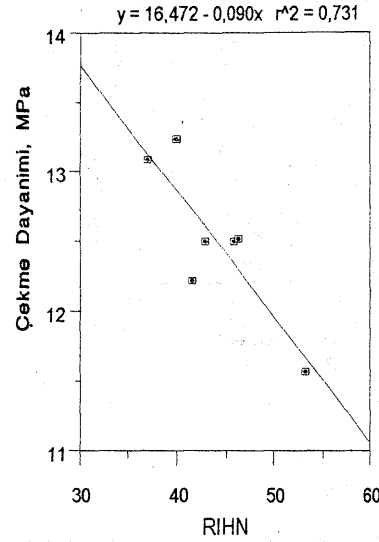
Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı (σ_C) değerleri arttıkça RIHN değerlerinin de doğrusal olarak arttığı gözlenmektedir (Şekil 3). Çekme dayanımı (σ_T) ile RIHN arasında ise ters ilişki gözlenmiştir (Şekil 4). İncelenen kayaçların Shore sertlik değerleri (SH) birbirine yakın olduğundan RIHN değeri ile SH arasında bir ilişki görülememiştir (Şekil 5). Kayaçların shore plastisite indeksi (K) ile RIHN değerleri arasında logaritmik ters bir ilişkinin varlığı görülmektedir (Şekil 6). Yüksek K değerleri, kayacın yüksek plastiklik özelliğine sahip olduğuna işaret ettiğine göre incelenen kayaçların elastiklik özelliği arttıkça RIHN değerlerinin de arttığı anlaşılmaktadır.

Matsui ve Shimada (1993) sedimanter, metamorfik ve magmatik kökenli 5 kayaç üzerinde yapmış oldukları deneylerden elde edilen RIHN değerleri ile kayaçların mekanik özellikleri olan tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı ile RIHN deneyinden elde edilen Özgül

Yüzey Enerjisi (ÖYE) arasındaki ilişkileri incelemişlerdir. Farklı orijinli bu kayaçları bir arada değerlendirmeye tabi tutmuşlardır. Bu çalışmada ise sadece sedimanter kökenli kayaçlar dikkate alınarak RIHN değerleri ile σ_C , σ_T ve ÖYE'leri arasındaki ilişkiler regrasyon analizleriyle incelenmiştir. Sonuçta da Matsui ve Shimada (1993) 'nın buldukları ilişki katsayılarından daha yüksek anlamlılıkta ilişkiler görülmüştür (Şekil 3 - 4 - 7).



Şekil 3. RIHN ile σ_C arasındaki ilişki



Şekil 4. RIHN ile σ_T arasındaki ilişki

Deney sonucunda elde edilen ufalanmış malzemenin $\sqrt[4]{2}$ ardışık elek aralığı ile boyut analizi yapılmıştır. Analiz sonucunda, " Harmonik Ortalama " yöntemiyle ufalanan malzemenin toplam yüzey alanı hesaplanmıştır. Bu yüzey alanının, başlangıç numunesinin ağırlığına bölünmesiyle " Özgül Yüzey Alanı, (ÖYA) " hesaplanmıştır.

Kayaçların RIHN değerlerinin elde edilmesinde harcanan enerji(W), 3 no.' lu eşitlikle hesaplanmıştır.

$$W = g \times n \times m \times h \quad (3)$$

Burada;

W : harcanan enerji, (joule),

g : yerçekimi ivmesi,

n : kütle düşürme sayısı,

m : düşürülen kütle, (kg),

h : kütle düşürme yüksekliği, (m),

dir.

Harcanan enerjinin, ufalanan malzemenin yüzey alanına bölünmesiyle " Özgül Yüzey Enerjisi, (ÖYE) " hesaplanmıştır.

Her kayaç türü için yapılan 4 deneyin verilerinin aritmetik ortalaması bulunmuş ve bu ortalama değerler dikkate alınmıştır. Deney verilerinden hesaplanan SE değerlerinin, kayaçların tek eksenli basınç dayanımı değerlerine bölünmesiyle de normalize edilmiş SE değerleri elde edilmiştir.

Kayaçların ÖYE ve ÖYA ile RIHN değerleri arasındaki ilişkiler Şekil 7 - 8 'de verilmiştir. Kayaçların ÖYE değerleri arttıkça diğer bir ifadeyle, yeni yüzey alanları elde etmek için harcanan enerji değeri arttıkça RIHN değerleri de artmaktadır.

Kayaçların tek eksenli basınç dayanımının çekme dayanımına oranı (σ_C / σ_T) olarak ifade edilen gevreklik tanımı ile RIHN değerleri arasındaki ilişki grafiksel olarak incelendiğinde kayaç gevrekliği arttıkça RIHN değerinin de arttığı belirlenmiştir (Şekil 10). Oysaki, kayaç gevrekliği arttıkça kazı mekaniği açısından kolay kazılabilirlik şeklinde yorumlanması gerekirken burada ise gevreklik değeri arttıkça RIHN değerinin de arttığı görülmektedir.

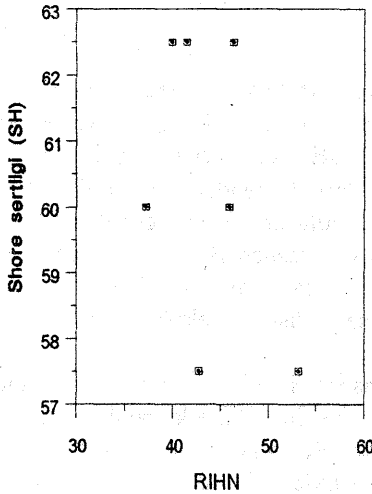
Deneysel elde edilen SE değerlerinin, kayaçların tek eksenli basınç dayanımlarına bölünmesiyle normalize edilmiş SE değerleri elde edilmiştir. Normalize edilmiş ve normalize edilmemiş SE değerleri ile RIHN değerleri arasındaki ilişkiler regresyon analizleriyle incelenmiştir (Şekil 11 - 12). Kayaçların RIHN değerleri arttıkça, harcanan spesifik enerji değerlerinin de arttığı görülmüştür.

Araştırılan ilişkilerden, kayaçların gevreklik değeri arttıkça SE değerlerinin de arttığı anlaşılmaktadır. Bu durum kazı mekaniği açısından incelendiğinde, gevreklik artışının kazının kolay kazılabilirliğine dolayısıyla düşük SE değerlerine işaret etmesi arzu edilmektedir. Halbuki gevreklik ile SE / σ_C değerleri incelendiğinde, istatistiksel olarak düşük fakat fiziksel olarak anlamlılık açısından arzulanan durum görülmüştür. Kayaç gevrekliği arttıkça birim basınç dayanımına karşılık harcanan SE değerlerinde de düşüş görülmektedir. Bunun da kazı mekaniği açısından kayaçların kazılabilirliği açısından birbirleri ile mukayese edilmesinde kolaylık sağlayacağı düşünülmektedir.

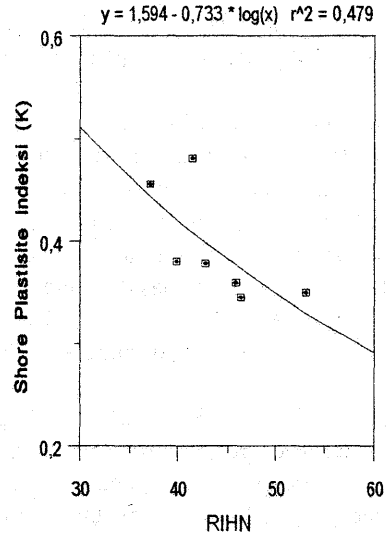
Kayaçların RIHN ve SE değerlerinin regresyon analizleriyle belirlenmesi durumunda, tek bağımsız değişken yerine birden fazla bağımsız değişkenin birlikte kullanılmasıyla nasıl bir değişim gösterdiği ve hangi değişkenlerin RIHN ve SE değerleri üzerinde etkili olduğu belirlenmeye çalışılmıştır. Kayaçların mekanik özellikleri ile RIHN, SE ve normalize edilmiş SE değerleri arasındaki ilişkiler çoklu regresyon analizleriyle araştırılmıştır. Birden fazla bağımsız değişkenin kullanılmasıyla irdelenen ilişkilerden yüksek anlamlılıkta olanlardan bazıları Çizelge 2' 'de verilmiştir. İncelenen kayaçların en yüksek anlamlılık düzeyli RIHN değerleri, kayaç gevrekliği ve SH değerinin bağımsız değişken olarak ele alınması durumunda elde edilmiştir. Çoklu regresyon analizleri % 95 güvenirlilik sınırında yapılmıştır.

Çizelge 2. Çoklu regresyon analiz ilişkileri

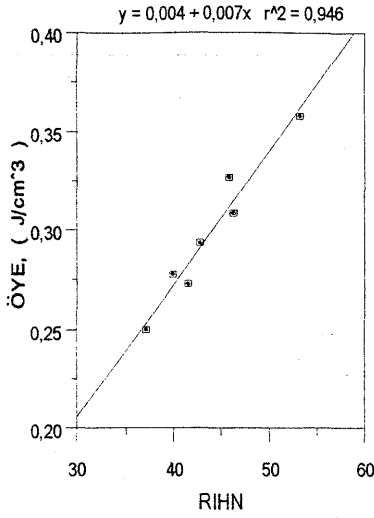
İlişki No	İlişki Denklemi	Korelasyon Katsayısı (r)
1	$RIHN = 38,1 + 0,355 \sigma_C - 1,71 \sigma_T$	0,985
2	$RIHN = 0,1 + 0,271 SH + 4,46 \sigma_C / \sigma_T$	0,991
3	$RIHN = 18,5 - 0,40 K + 4,14 \sigma_C / \sigma_T$	0,987
4	$SE = 23 + 1,26 \sigma_C - 0,14 \sigma_T$	0,958
5	$SE = -127 + 1,52 \sigma_C + 2,13 SH$	0,986
6	$SE = 79,1 + 1,80 SH + 14,3 \sigma_C / \sigma_T$	0,966
7	$SE = -163 + 1,61 \sigma_C + 2,03 \sigma_T + 2,19 SH$	0,986
8	$SE / \sigma_C = -0,178 + 0,00028 \sigma_C + 0,0282 SH$	0,904
9	$SE / \sigma_C = -0,110 + 0,0022 \sigma_T + 0,027 SH$	0,904



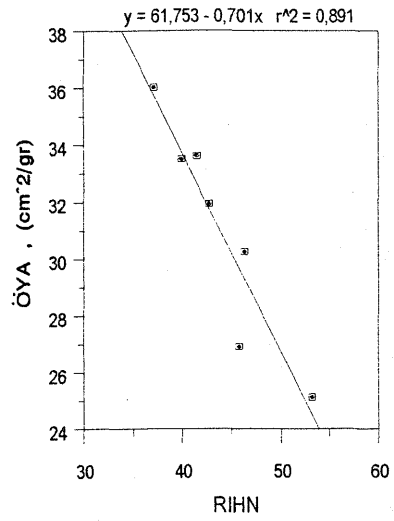
Şekil 5. RIHN ile SH arasındaki ilişki



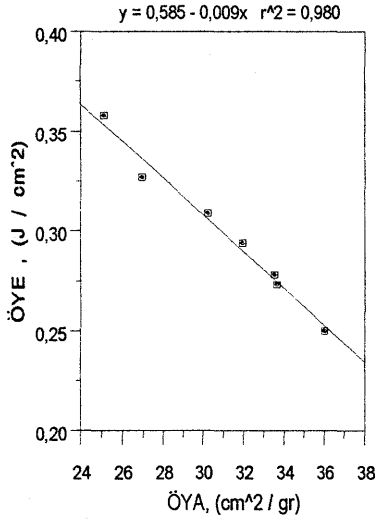
Şekil 6. RIHN ile K arasındaki ilişki



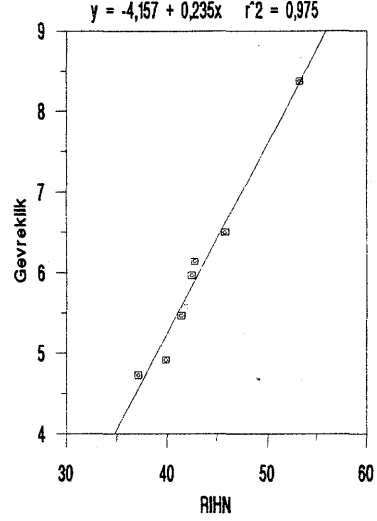
Şekil 7. RIHN ile ÖYE arasındaki ilişki



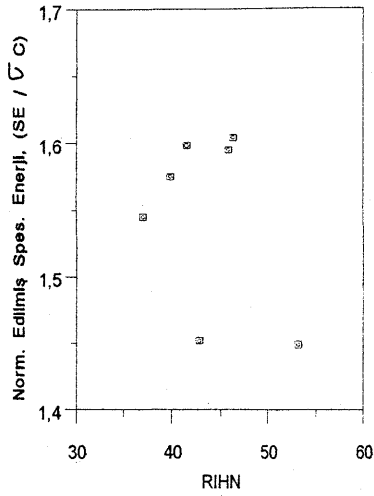
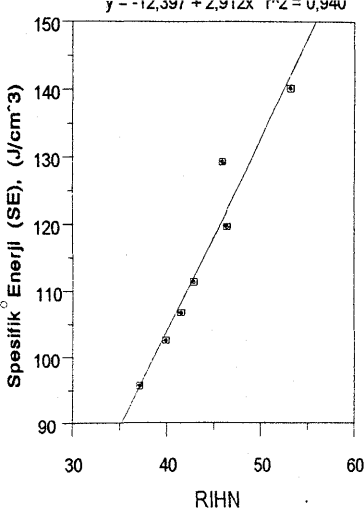
Şekil 8. RIHN ile ÖYA arasındaki ilişki



Şekil 9. ÖYA ile ÖYE arasındaki ilişki

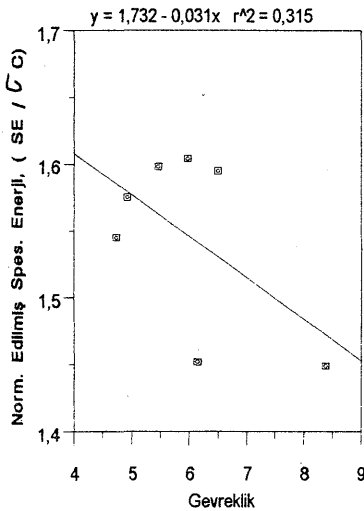


Şekil 10. RIHN ile gevreklik arasındaki ilişki



Şekil 11. RIHN ile SE arasındaki ilişki

Şekil 12. RIHN ile SE/σ_C arasındaki ilişki



Şekil 13. SE/σ_C ile σ_C/σ_T arasındaki ilişki

4.SONUÇ VE ÖNERİLER

Kayaçların tek eksenli basınç dayanımı değerleri (σ_C) arttıkça RIHN değerleri de artmakta dolayısıyla, mekanik mukavemetin etkili olduğu görülmektedir. RIHN ile σ_C arasında anlamlılık düzeyi $r = 0,960$ gibi yüksek bir korelasyonlu ilişki görülmüştür. Kayaçların Shore plastisite indeksi (K) değerleri azaldıkça diğer bir ifadeyle kayaçların elastiklik

özellikleri arttıkça RIHN değerleri de artış göstermiştir. Yapılan regrasyon analizleri neticesinde, kayaçların RIHN değerine en çok kayaç gevrekliğinin etki ettiği anlaşılmaktadır.

Üzerinde çalışılan kayaçların gevreklik değerleri arttıkça RIHN değerlerinin de arttığı belirlenmiştir. Kayaçların RIHN değerlerinin elde edilmesiyle gevrekliği hakkında bilgi edinilebileceği görülmektedir.

Kayaçların çekme dayanımları ile RIHN değerleri arasında ters bir ilişki görülmüştür. Halbuki, RIHN değeri kayaçların mekanik özelliklerine bağlı olan bir parametredir. Burada üzerinde çalışılan kayaçların çekme dayanımları birbirine çok yakın olduğundan ve geniş bir yayılım aralığı göstermediğinden, bu ilişkinin bilinen ilişkiden ters yönde olduğu görülmüştür. Bundan sonraki yapılacak çalışmalarda, daha geniş aralıkta dağılım gösteren kayaç gruplarını seçmek gerekmektedir.

RIHN değeri arttıkça SE değerleri de doğrusal olarak artış göstermektedir. Dolayısıyla, kazı mekaniği amaçları için, RIHN değerlerinin yüksek oluşu harcanacak enerjinin de yüksek olacağına işaret etmektedir.

Tek eksenli basınç dayanımıyla normalize edilmiş SE değerleri ile RIHN ve gevreklik değerleri arasında, basit regrasyon analizleri neticesinde istatistiksel olarak düşük fakat fiziksel açıdan anlamlı bir ilişki görülmüştür. Çünkü, kazı mekaniği açısından gevreklik artışıyla harcanan SE'nin düşmesi arzu edilmektedir.

Kayaçların kazı mekaniği açısından birbirleri ile mukayeseleri yapıldığında, tek eksenli basınç dayanımıyla normalize edilmiş spesifik enerji değerlerinin de dikkate alınmasının daha anlamlı olacağı düşünülmektedir.

5. KAYNAKLAR

- Altındağ, R.** (1997) Kayaç gevreklik ölçütlerinin kazı mekaniği amaçları için kullanılabilirlik analizleri, *Doktora Tezi*, Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir, ss.80.
- Brook, N.** (1977) The use of irregular specimens for rock strength tests, *Int.J.Rock Mech.Min.Sci.Geomech.Abstr.*, 14, pp.193-202.
- Evans, I. and Pomeroy, C.D.** (1966) The Strength, Fracture and Workability of Coal. *Pergamon Press*, pp 227, Oxford.
- Matsui, K. and Shimada, H.** (1993) Rock impact hardness index for predicting cuttability of roadheader, *Proceedings of mine mechanization and automation*, Almgren, Kumar and Vagenas (eds), pp 265-270.
- Misra, B.** (1972) Correlation of rock properties with machine performance, *Ph.D Thesis*, Leeds University

- Protodyakonov, M.M.** (1961) Mechanical properties and drillability of rocks, *5th Symp. on Rock Mechanics*, University of Minnesota.
- Rabia, H. and Brook, N.** (1981) The effects of apparatus size and surface area of charge on the impact strength of rock, *Int.J.Rock Mech.Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 18, pp.211-219.
- Schmidt, R.L.** (1974) Drillability studies - percussive drilling in the field, *Bureau of Mines, RI 7684*, pp.31.
- Shimada, H. and Matsui, K.** (1994) Prediction of machine performance in mine tunnel drivage, *Proceedings of mine planning and equipment selection symposium*, Paşamehmetoğlu (eds).pp. 509-514.
- Tandanand, S. and Unger, H.F.** (1975) Drillability determination - a drillability index of percussive drills, *Bureau of Mines, , RI 8073*, pp.20.
- Wootton, D** (1974) Aspects of energy requirements for rock drilling, *Ph.D. Thesis*, Leeds University.

GELİK SONDAJLARINDA SONDAJ PARAMETRELERİ, KAROT PARAMETRELERİ VE İNDEKS DENEY SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

EVALUATION OF DRILL PARAMETERS, CORE PARAMETERS AND INDEX TESTS IN THE GELİK BOREHOLES

E. KAHVECİ, MTA Batıkaradeniz Bölge Müdürlüğü, 67100 ZONGULDAK
Y. V. MÜFTÜOĞLU, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Müh. Fak., 67100 ZONGULDAK

ÖZET

Bu bildiride, Gelik-Ayiçi'nde yapılmış olan G-40 ve G-41 sondajlarında kaçaksız çalışmaların yapıldığı ilerlemelerde kayıt altında tutulan; devir, baskı, ilerleme hızı, tork gibi sondaj parametreleri ile sondajlardan alınan tüm karotlar üzerinde materyal yüzdesi, karot verimi, karot kaybı, RQD (Kayaç Kalite İndeksi) ve çatlak frekansı irdelenmiştir. Ayrıca sağlam kumtaşı örneklerinden alınan örnekler üzerinde tek eksenli basınç, dolaylı (Brezilyan) çekme ve nokta yükü dayanım indeksleri ile Shore sertlik indeks değerleri belirlenip, bunların sondaj parametreleri ile ilişkileri araştırılmıştır.

ABSTRACT

In this paper, the drill parameters i.e. rotation, thrust, penetration rate, torque recorded in the sections of full circulation of Gelik-Ayiçi G-40 and G-41 boreholes and material and core recovery, core loss, RQD (Rock Quality Designation) and fracture frequency of core samples recovered from the boreholes were evaluated. Furthermore, the relationship between the drill parameters and uniaxial compressive, indirect tensile (Brazilian) and point load strength, Shore hardness index results derived from the intact sandstone samples were analyzed.

1. GİRİŞ

Maden araştırmacılığında kesin veri sağlayan ve aynı zamanda en pahalı olan araştırma işlemi karotlu sondajlardır. Maliyetlerinin çok yüksek olması nedeniyle karotlu

sondajlar en son tercih edilen araştırma yöntemidir. Bu nedenlerle sondajlardan maksimum fayda sağlamak ve mümkün olan tüm verileri elde etmek zorunlu bir gerçektir. Zonguldak Taşkömürü Havzası'nda tektoniğin çok fazla etkili olması damar kotlarının, eğimlerinin sık aralıklarla değişmesine neden olmuştur. Üretime açılması düşünülen sahalarda rezervin kesin tespiti, damarların kotlarını ve eğimlerini, sürekliliğini belirlemek için mutlaka karotlu sondajlar gerekmektedir. MTA havzada yıllarca karotlu ve karotsuz sondajlar yapmaktadır. 1990 yılından sonra alınan yeni sondaj makinesi ile 2000 metreye varan karotlu sondajlar yapılmaktadır. Maliyetleri çok yüksek olan bu sondajlarda mümkün olan en iyi ilerlemeyi ve en yüksek karot verimini sağlamak temel hedeftir. Ayrıca bu sondajlardan maksimum fayda sağlanması temel hedef olmalıdır.

Kozlu sondajlarından sonra Gelik Ayıcı'nda 2 adet derin karotlu sondaj yapılmıştır. Bu sondajlardan G-40 sondajı 1098.50 m, G-41 sondajı 943.60 m derinliklerindedir. MTA tarafından Kozlu sondajlarında başlatılan karot sandıklarının fotoğraflanması bu sondajlarda da uygulanıp halen devam etmektedir.

Ayrıca sondajlarda karotlu ilerlemenin yapıldığı (G-40 sondajında 150.30 m'den, G-41 sondajında ise 195.30 m'den sonra) tüm manevralarda karotlar ölçülerek, sondajlardaki materyal yüzdeleri, karot verimleri, karot kayıpları, tespit edilmiş, geçilen birimlerin RQD ve çatlak frekansı belirlenmiştir. Ayrıca G-40 sondajında sağlam kumtaşı karot örneklerinde tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, nokta yük dayanımı ve Shore sertlik indeksi deneyleri yapıp, yoğunluklar belirlenmiştir. Deney sonuçları ile RQD, çatlak frekansı, çalışma sırasında uygulanan baskı, devir ve oluşan tork basıncının ilerleme hızı ile ilişkileri araştırılmıştır (Kahveci, 1996).

2. G-40 VE G-41 SONDAJLARININ MATERYAL YÜZDESİ, KAROT VERİMİ, RQD VE ÇATLAK FREKANSI DEĞERLENDİRMELERİ

G-40 ve G-41 sondajlarında tüm karotlarda materyal yüzdesi, karot verimi, çatlak frekansları belirlenmiştir. Karot ölçümleri mümkün olduğunca karotiyerden ilk çıkışta yapılmaya dikkat edilmiştir. Sandıkta ölçülen karotlarda çatlak ve kırıklar belirlenirken yapay çatlak, doğal çatlak, karot parçalarının doğal yapıdan mı, sonradan kırılma mı olduğunun belirlenmesine dikkat edilmiştir. Materyal yüzdesi, karot verimi, RQD ve çatlak frekansı değerlendirmesinde kullanılan sınıflandırma değerleri Çizelge 1'de verilmiştir.

Çizelge 1. Kayaçların RQD ve çatlak frekansı sınıflandırmasına (Deere vd., 1966) göre incelenen karotların sınıflandırılması.

RQD (%)	Sınıflandırma	Çatlak Frekansı (adet/m)	Sınıflandırma
<25	Çok zayıf	>15	Çok zayıf
25-50	Zayıf	8-15	Zayıf
50-75	Orta kalite	5-8	Orta kalite
75-90	İyi kalite	1-5	İyi kalite
90-100	Çok iyi kalite	<1	Çok iyi kalite

Karot parça boylarının kısaldığı, çatlakların çoğaldığı; dolayısıyla RQD'nin azaldığı ve çatlak frekansının yükseldiği zonlar kayaçların tavan-taban seviye geçişleri ile silttaşı, kilttaşı, kömür birimleridir. Namuriyen serisi birimlerde (G-40'da 988.70 m sonrası, G-41'da ise 835.40 m sonrası) ise bu durum daha da belirgindir.

Sondajlarda karot yüzdesi, G-40 sondajında %98.6 , G-41 sondajında ise %98.53'tür. Çizelge 2'de Gelik sondajlarında karot kaybı gözlenen birimler ve derinlikleri verilmiştir. Sondaj sırasında mümkün olan bütün parametrelerin kayıtları tutulmaya çalışılmış, tutulan kayıtlardan, jeolojik yapılar, çatlaklılık durumları göz önüne alınarak; sondajlar RQD, çatlak frekansı, materyal yüzdesi, karot verimi ve karot kaybı değerlendirmeleri için zonlara ayrılmış ve değerlendirmeler bu zonlara göre yapılmıştır. RQD'nin düştüğü, çatlak frekansının yükseldiği zonlar; kömürlü ve kırıklı, çatlaklı, dağılgan silttaşı, kilttaşı birimleridir.

Çizelge 3'de G-40 ve G-41 sondajlarında kayaçlara göre ortalama olarak materyal yüzdesi, karot verimi, RQD ve çatlak frekansı değerleri verilmiştir.

İlerleme hızı ile yukarıda bahsedilen zonlarda RQD, çatlak frekansı arasındaki ilişkiler istatistiksel olarak incelenmiş, fakat benzeşim fonksiyonlarının korelasyon katsayıları düşük (<0.70) çıkmıştır. Bunda en önemli etken; ilerleme sırasında matkap firmalarının önerileri göz önünde bulundurularak devire göre ilerleme hızlarının ayarlanmasıdır. Sondaj sırasında H ve N çaplarında matkaplarının kullanıldığı Longyear firması devire göre ilerleme hızı [(RPC: revoulution per centimeter), (RPI: revoulution per inch)] yaklaşımını önermiştir. Buna göre tork basıncı izin verdiği sürece 80-100 RPC (200-250 RPI) değerlerinde çalışılmalıdır. Makine maksimum 20.67 MPa (3000 PSI) tork basıncına ayarlandığından, tork yükseldikçe sondör devir, baskı gibi sondaj parametrelerini değiştirmek zorundadır. Uygulanan devir 80'e bölünerek maksimum ilerleme hızı santimetre olarak (200'e bölerek inç olarak maksimum ilerleme hızı), 100'e bölerek minimum ilerleme hızı (250'ye bölerek inç olarak minimum ilerleme hızı) değeri bulunur ve bu limitler arasında kalacak şekilde baskı uygulanır. Bu yaklaşımda baskı ikinci plandadır (Longyear, 1987). Gelik sondajlarında yüksek matkap performansları yakalanmasında bunun etkisi olmuştur.

3. LABORATUVAR ÇALIŞMALARI VE İSTATİSTİKSEL DEĞERLENDİRMELER

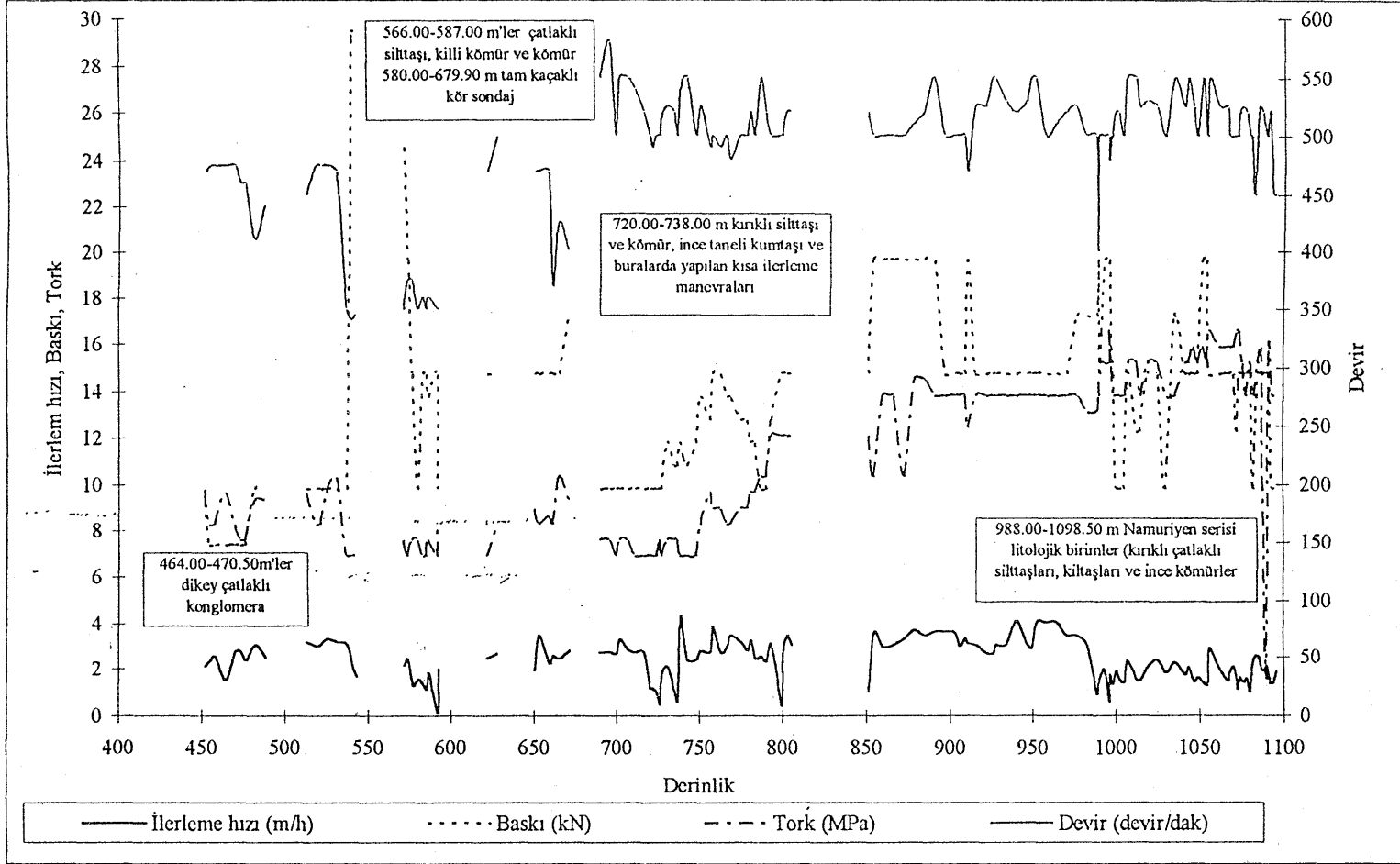
Gelik-Ayiçi sondajlarında kaçaksız normal ilerlemelerin yapıldığı kısımlar incelemeye alınmak istenmişse de, G-40 sondajında, 679.90 m'ye kadar, G-41 sondajında ise genel olarak tümünde kaçak problemleri ile karşılaşıldığından, sondajlarda PQWL takımdan sonraki (G-40 sondajında 435.00 m'den, G-41 sondajında ise 415.00 m'den sonra) tüm çalışmalar, uygulanan baskı, devir, debi, kuyu basınçları, ilerleme hızı, ilerlemelerde geçilen kayaçlar, oluşan tork (tork kavramı: morsetin dönmesi işleminin hidrolik sisteme yapmış olduğu basınçtır), vb. sondaj parametreleri kaydedilmiş ve incelenmiştir (Şekil 1 ve 2). Şekillerin üzerinde düşük ilerleme hızlarının, baskı ve torktaki değişimlerin nedenleri kısaca açıklanmıştır. Grafiklerde ilerleme hızı, baskı, devir, tork ilişkisi açısından G-40 sondajında 680.00 m'ye kadar kaçakla mücadele ve bu metrelerden sonra bazı litolojik birimlerin etkileri haricinde parametreler normaldir.

Çizelge 2. Gelik sondajlarında karot kaybı gözlenen birimler ve derinlikleri.

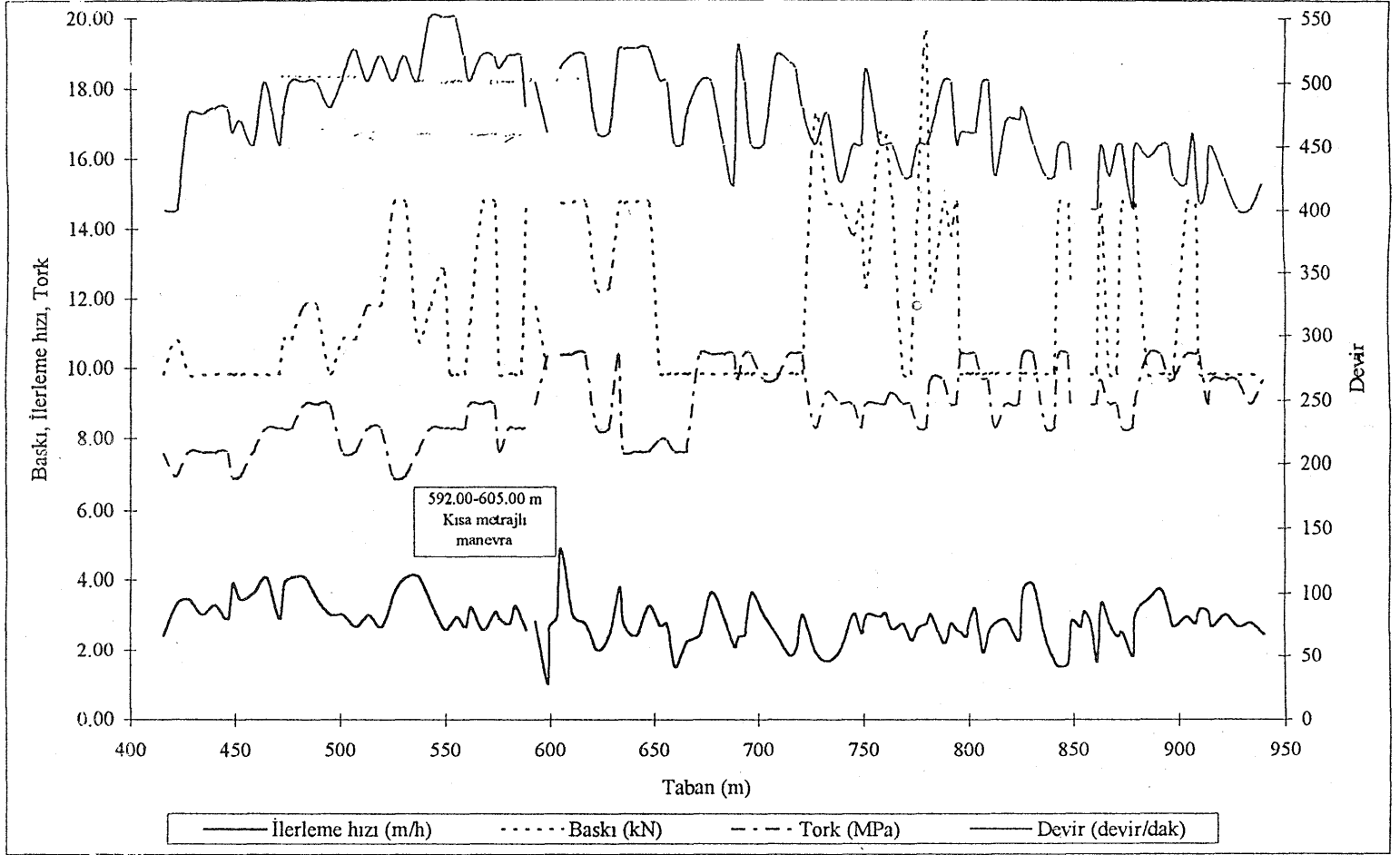
G-40 SONDAJI							
İlerleme Aralığı (m)		Birimler ve Açıklama		İlerleme Aralığı (m)		Birimler ve Açıklama	
150	154	Karstik boşluklu kireçtaşı		220	240	İncivez serisinde dağınık yapılı, killi, kireçtaşı çakıllı, silttaşı	
320	325	Karstik boşluklu kireçtaşı		272	280	İncivez serisinde dağınık yapılı silttaşı	
678	680	Kömürde karot erimesi ve 679.90 m'de takım sıkışması		526	531	Kiltaşı ve kömürde karot erimesi	
639	735	Kömürde karot erimesi		575	582	Silttaşı ve kömürde karot erimesi	
834	837	Dağınık yapılı kumtaşı karot erimesi		590	598	Silttaşı ve kömürde karot erimesi	
990	995	Silttaşı karot erimesi		745	750	İnce taneli kumtaşı karot erimesi	
1010	1012	Silttaşı karot erimesi		800	805	Zayıf çimentolu kumtaşı karot erimesi	

Çizelge 3. G-40 ve G-41 Sondajlarında kayaç türlerine göre ortalama materyal yüzdeleri, karot verimleri, karot kayıpları, RQD ve çatlak frekansları.

Kuyu	Çap	Başlangıç	Bitiş	İlerleme Aralığı	Materyal Yüzdesi	Karot Verimi	Karot Kaybı	RGD	RQD	Değerlendirmesi	Çatlak Frekansı	Çatlak Frekansı Değerlendirmesi	Litolojik Birimler	
		(m)	(m)	(m)	(%)	(%)	(%)	(%)			(adet/m)			
G - 4 0	6 1/4"	0.00	150.30	150.30									İncivez serisi birimleri (Toprak örtü, konglomera, kumtaşı)	
		PQWL	150.30	427.92	277.62	98	92	2	91	Çok iyi	3	İyi	Kireçtaşı	
	HQWL		427.92	452.44	24.52	100	96		93	Çok iyi	4	İyi	Orta, kaba taneli ve konglomeratik kumtaşı	
			452.44	458.80	6.36	98	78	2	78	İyi	6	Orta	Konglomeratik ve orta taneli kumtaşı, silttaşı kömür	
			458.80	565.70	106.90	100	99		97	Çok iyi	4	İyi	Çok ince, ince, orta, kaba taneli ve konglomeratik kumtaşı, silttaşı	
			565.70	600.92	35.22	100	70		61	Orta	4	İyi	Orta, ince, çok ince taneli kumtaşı, kiltası, silttaşı, kömür	
			600.92	631.59	30.67	100	99		98	Çok iyi	2	İyi	Konglomera, kaba ve orta taneli kumtaşı	
			631.59	637.97	6.38	100	56		43	Zayıf	7	Orta	Silttaşı, kömür, kaba kumtaşı	
			637.97	714.02	76.05	99	85	1	82	İyi	4	İyi	Çok ince, ince, orta, kaba taneli ve konglomeratik kumtaşı, silttaşı, kömür	
			714.02	732.74	18.72	100	72		68	Orta	4	İyi	Silttaşı, kömür, ince taneli kumtaşı	
	NQWL		732.74	987.52	254.78	99	86	1	76	İyi	4	İyi	Çok ince, ince, orta, kaba taneli ve konglomeratik kumtaşı, konglomera, silttaşı, kömür	
			987.52	1098.50	110.98	99	92	1	78	İyi	6	Orta	Silttaşı, kiltası, ince ve çok ince taneli kumtaşı, kömür	
	G - 4 1	6 1/4"	0.00	195.30										Kireçtaşı, İncivez serisi birimleri (konglomera, kumtaşı)
			PQWL	195.30	289.27	93.97	99	97	1	93	Çok iyi	4	İyi	Kırmızı kumtaşı (yer yer kireçtaşı çakıllı), kırmızı konglomera, gri, kırmızımsı, yeşilimsi kumtaşı, silttaşı
		HQWL		289.27	520.92	231.65	100	99	0	98	Çok iyi	3	İyi	Açık gri, gri, pembe kumlu kireçtaşları, dolomitik kireçtaşı
				520.92	531.10	10.18	100	76	0	69	Orta	3	İyi	Konglomeratik kumtaşı, kiltası, kömür
			531.10	558.94	27.84	100	57	0	50	Zayıf	4	İyi	Çok ince kumtaşı	
			558.94	588.94	30.00	94	51	6	41	Zayıf	6	Orta	Kömür, silttaşı, çok ince kumtaşı	
			588.94	627.48	38.54	93	63	7	61	Orta	5	Orta	Kömür, silttaşı, çok ince, orta, kaba taneli kumtaşı	
			627.48	666.00	38.52	100	96	0	87	İyi	4	İyi	Kömür, silttaşı, çok ince, orta, kaba taneli, konglomeratik kumtaşı	
			666.00	768.73	102.73	100	83	0	75	İyi	5	İyi	Kömür, silttaşı, çok ince, ince, orta, kaba taneli ve konglomeratik kumtaşı, konglomera	
			768.73	835.15	66.42	99	93	1	89	İyi	4	İyi	Kaba, orta taneli ve konglomeratik kumtaşı	
		835.15	943.60	108.45	99	91	1	78	İyi	6	Orta	Çok ince, ince taneli kumtaşı, silttaşı, kiltası, kömür		



Şekil 1. Gelik-Ayiçi G-40 sondajında sondaj parametreleri



Şekil 2. Gelik-Ayiçi G-41 sondajında sondaj parametreleri

Olumsuz etkiler; sondajlarda tam kaçak oluşması, çatlaklı silttaşı, kıltaşı, killi kömür birimlerinin yıkıntı yapması ve kısa manevralı ilerlemelerdir. G-41 sondajının tümü kaçaklı olmasına rağmen baskının düşürülmediği durumlarda devire göre ilerleme hızı yaklaşımı dahilinde normal ilerleme hızları sağlanmıştır.

G-40 sondajında NQWL takımla normal ilerlemelerin (kaçaksız çamur dolaşımı, uygun matkap ve matkap çalışma koşullarında) yapıldığı sağlam kumtaşı kayaçlarından karot örnekleri alınmıştır. Bu örnekler Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, ZEDEM Kaya Mekaniği Laboratuvarında ISRM önerilerine (Brown, 1981) göre hazırlanan örnekler üzerinde çeşitli deneyler yapıp, tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yükü dayanım indeksi ve Shore sertlik indeksi değerleri belirlenmiştir. Deneylerde en az 5-6 örnek kullanılmıştır.

Çizelge 4 ve Şekil 3’de bu deneylerin ortalama sonuçları ile bu ilerleme aralıklarındaki baskı, devir, tork, ilerleme hızları verilmiştir.

Sağlam kumtaşına ait karot örneklerinde yapılan deney sonuçları ve RQD, çatlak frekansı, karot verimi, materyal yüzdesi ile ilerleme hızı arasındaki ilişkilerin, istatistiksel incelenmesinde belirleme katsayılarının düşük çıkmasının (<0.7) başlıca nedenleri şunlardır:

1) Sondajlarda ilerleme hızları için, üretici firmanın devire göre ilerleme hızı yaklaşımı uygulanmıştır. Bu uygulamada baskı ikincil faktör olmaktadır. Bunun yararı ise yüksek matkap performanslarının yakalanmasıdır.

2) Örneklemme sondajda derinlik boyunca alındığından aynı kayaçtan yeterli örneklemenin yapılması mümkün değildir. Her ne kadar örnekler ardı sıra seçilmeye çalışılmış ise de, aynı özelliklere sahip olmaları mümkün olmamaktadır.

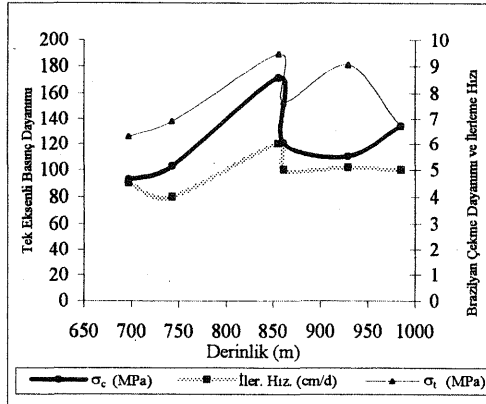
3) Örneklemme sondaj parametreleri açısından (devir, baskı, tork, debi, pompa basıncı, kaçaksız ilerleme, vs...) uygun yerlerden yapılmaya çalışılmış ise de çalışma esnasında sistem kendini dengeleme durumuna gittiğinden bazı parametreler kendiliğinden değişmektedir.

4) Silttaşı, kıltaşı gibi kayaçlarda ise dağılganlık, yıkıntı, pompa basınçlarında ve torkta yükselmeler olmakta; ilerleme hızı genelde düşmekte ve istenilen şartlarda çalışılmamaktadır. Ayrıca kırıklılık, çatlaklılık oranları da fazladır. Bu gibi nedenlerden dolayı deneyler kumtaşı örnekleri üzerinde yapılmıştır.

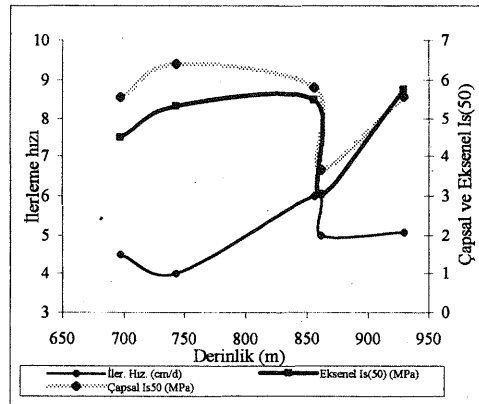
Kayaçların mekanik özellikleri ile ilerleme hızı arasında istatistiksel ilişkilerden olumlu sonuçlar alınamayınca; normalleştirme yoluna gidilmiştir. Normalleştirmede, çeşitli seçenekler denendikten sonra baskı, matkap kesitine, ilerleme hızına ve uygulanan devre bölünerek bir (A) [kg/(cm² dev)] normalleştirme değeri bulunmuştur. Bulunan A normalleştirme değerinin, yapılmış olan kaya mekaniği deney sonuçları ile aralarındaki ilişkiler araştırılmıştır. Tek eksenli basınç dayanımı ve Shore sertlik indeksi ile A değeri arasında istatistiksel ilişkiler saptanmıştır. Ayrıca A değeri ile nokta yükü dayanım

Çizelge 4. G-40 sondajında sağlam kumtaşı kayaçlarından alınan örnekler üzerinde yapılan kaya mekaniği deneylerinin toplu sonuçları ve ilerleme aralıklarındaki sondaj parametreleri

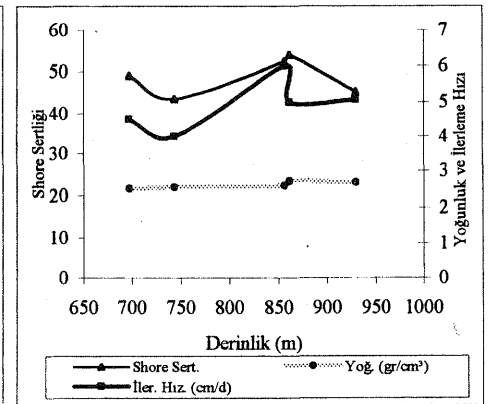
Tek Eksenli Bas. Day.			Dolaylı Çekme Day.			Yoğunluk	Nokta Yükü Dayanım İndeksi			Shore Sertlik İndeksi		Sondaj Parametreleri				Litolojik	
Derinlik (m)	σ_c (MPa)		Derinlik (m)	σ_t (MPa)		(gr/cm ³)	Derinlik (m)	Çapsal I _{s50} (MPa)	Eksenel I _{e(50)} (MPa)	Derinlik (m)	Sertlik	Baskı (kN)	Devir (dev/d)	Tork (MPa)	İlerleme Hızı (cm/d)	Birimler	
697,05	697,28	92,66	696,01	697,31	6,30	2,52	697,35	697,65	5,58	4,50	697,31	49,10	9,81	500	7,58	4,50	Konglomeratik kumtaşı
743,10	743,65	102,56	745,45	764,33	6,92	2,56	745,85	746,40	6,40	5,35	745,79	43,60	10,79	550	6,90	4,00	Orta taneli kumtaşı
855,93	856,15	171,86	854,90	855,01	9,46	2,61	856,40	857,00	5,82	5,50	854,67	52,50	19,62	500	13,97	6,00	İnce taneli kumtaşı
861,22	861,97	120,96	861,27	862,20	7,68	2,72	861,50	861,70	3,65	3,04	862,13	54,10	19,62	500	13,79	5,00	İnce taneli kumtaşı
929,35	928,38	110,22	929,90	929,62	9,05	2,68	928,65	928,96	5,59	5,77	929,62	45,50	14,72	530	13,79	5,08	Konglomeratik kumtaşı
985,00	983,24	134,64	985,41	985,57	6,69	2,63	984,40	984,90	5,47	4,15	985,50	43,80	17,17	500	13,10	5,00	Konglomeratik kumtaşı



Şekil 3.a. G-40 Sondajında kumtaşı örneklerinde σ_c , σ_t ve ilerleme hızı ilişkisi.

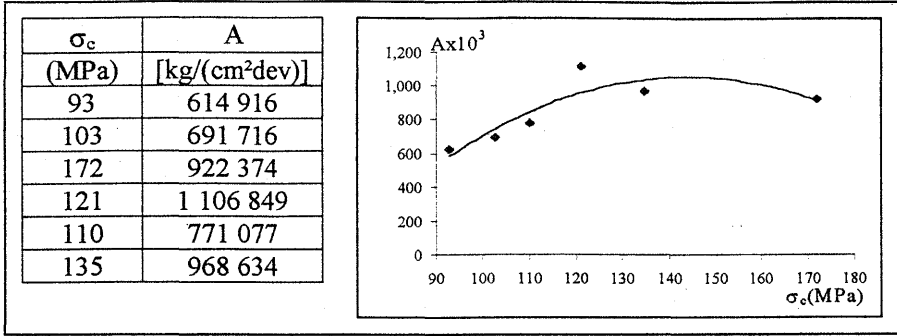


Şekil 3.b. G-40 Sondajında kumtaşı örneklerinde ilerleme hızı, eksenel ve çapsal nokta yükü dayanım indeksi



Şekil 3.c. G-40 Sondajında kumtaşı örneklerinde ilerleme hızı, yoğunluk ve Shore sertlik indeksi ilişkisi.

indeksi ve RQD arasında da anlamlı ilişkiler tespit edilmiştir. Sonuçları Şekil 4-8 ve Eşitlik 1-5’de verilmiştir.



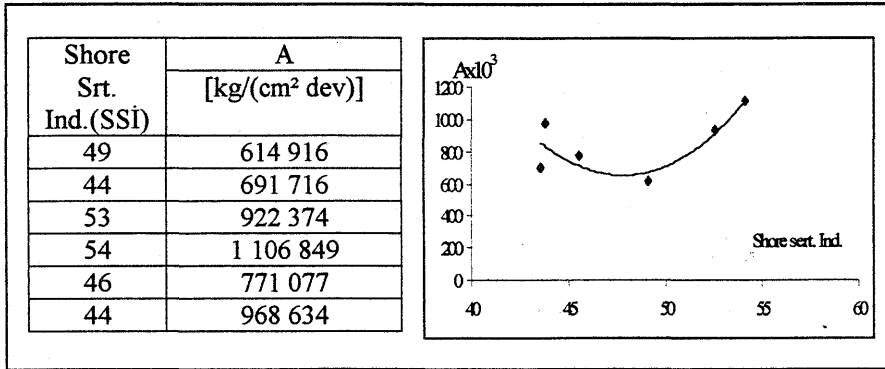
Şekil 4. G-40 sondajında kumtaşı örneklerinde yapılan tek eksenli basınç dayanımı σ_c ve normalleştirme değeri (A) arasındaki ilişki.

$$A = -176.57\sigma_c^2 + 50994\sigma_c - 3 \cdot 10^6 \quad r^2 = 0.7848 \quad [1]$$

Burada;

A : [Baskı(N) / kesit(cm²) / ilerleme hızı (m/sn) /devir(d/sn)]=[kg/(cm² dev)],

σ_c : (MPa).



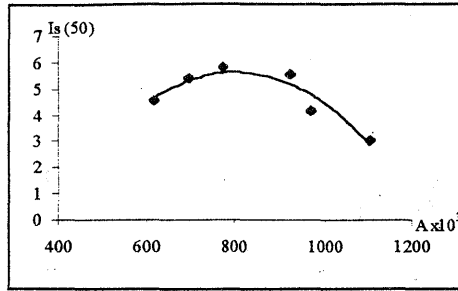
Şekil 5. Normalleştirilme değeri (A) ile Shore sertlik indeksi arasındaki ilişki.

$$SSİ = 11440A^2 - 1 \cdot 10^6 A + 3 \cdot 10^7 \quad r^2 = 0.7029 \quad [2]$$

A : [kg/(cm² dev)].

Normalleştirme değeri (A) ile tek eksenli basınç dayanımı ve Shore sertlik indeksi ilişkilerinde verilerdeki saçılımın etkisi belirgindir. Bu durum tane boyutu ve çimento kalitesi ile açıklanabilir.

A	Eksenel $I_{s(50)}$
[kg/(cm ² dev)]	(MPa)
614 916	4.5
691 716	5.347
922 374	5.502
1 106 849	3.04
771 077	5.767
968 634	4.15



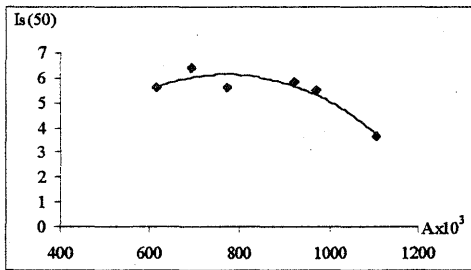
Şekil 6. Normalleştirilmiş A değeri ve eksenel nokta yük dayanımı arasındaki ilişki.

$$\text{Eksenel } I_{s(50)} = -3 \cdot 10^{-11} A^2 + 2 \cdot 10^{-5} A - 12.842 \quad r^2 = 0.889 \quad [3]$$

A : [kg/(cm² dev)],

$I_{s(50)}$: (MPa).

A	Çapsal $I_{s(50)}$
[kg/(cm ² dev)]	(MPa)
614 916	5.58
691 716	6.40
922 374	5.82
1 106 849	3.65
771 077	5.57
968 634	5.475



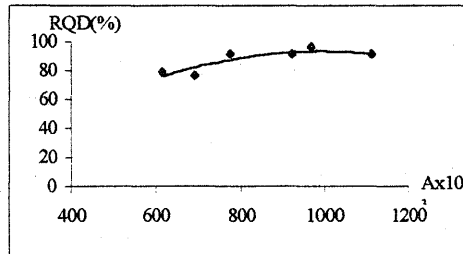
Şekil 7. Normalleştirilme değeri (A) ile çapsal nokta yükü dayanım indeksi arasındaki ilişki.

$$\text{Çapsal } I_{s(50)} = -2 \cdot 10^{-11} A^2 + 3 \cdot 10^{-5} A - 6.5108 \quad r^2 = 0.8779 \quad [4]$$

A : [kg/(cm² dev)],

$I_{s(50)}$: (MPa).

A	RQD
kg/(m ³ dev)	(%)
614 916	79
691 716	76
922 374	91
1 106 849	91
771 077	91
968 634	96



Şekil 8. Normalleştirilme değeri (A) ile RQD arasındaki ilişki

$$A = -1 \cdot 10^{-10} RQD^2 + 0.002 RQD - 27.7$$

$$r^2 = 0.7662$$

[5]

A, : [kg/(cm² dev)],

RQD : (%).

İlişkiler incelendiğinde en iyi uyum sadeleştirme değeri (A) ile nokta yük dayanımı indekslerinde ve RQD arasındadır.

Çalışmalar sırasında, uygun devirle çalışılmasına rağmen ilerleme hızının düşük olduğu yerler, (devire göre ilerleme hızı yaklaşımına uyulmamış bölgeler) baskının yetersiz olduğu bölgelerdir. Daha önce de değinildiği gibi tork; çalışma sırasında ilerleme ve baskının hidrolik sisteme yaptığı basınçtır. Bu bölgelerde tork değeri de normal çalışma sırasındaki değerinin altındadır ve rahatlıkla baskı artırılabilir. Yeterli baskı uygulanmış olsa, hem normal ilerleme hızı hem de kayaçların mekanik özellikleri arasında daha iyi ilişkiler yakalanabilirdi.

4. SONUÇ

Ülkemizde çok yüksek maliyetle, büyük özveri ve emekle yapılan karotlu sondajlardan maksimum düzeyde yararlanmak gerekir. Bu nedenle sondaj karotları çok iyi ve sistematik bir şekilde değerlendirilmelidir.

Sondaj çalışmalarında ilerleme hızı sınırlandırılmış ve ~ 5.08 cm/d (2 inç/d) civarında tutulmuştur. Kayaçların tavan-taban seviye geçişleri ve silttaşı, kiltası, kömür birimlerinde karot boyları kısalmakta, çatlaklar çoğalmakta; dolayısıyla RQD azalmakta ve çatlak frekansı yükselmektedir.

Gelik sondajlarından G-40 sondajında karot verimi %98.6, G-41 sondajında %98.53'tür. Yüksek karot verimindeki etkenler, uygun matkap seçimi, kullanımı, sondaj çamurunun kontrol altında tutulması ve sürekli izlenmesidir.

Karotlu sondaj gibi hem birim maliyeti yüksek, hem de örnekleme işlemi açısından büyük öneme sahip sondajlarda, sondaj verilerinin bu çalışmada izlenen yöntem ve yaklaşımlar gibi sistematik olarak ele alınması, incelenmesi, verilerin mümkün olduğunca en fazla değerlendirilmesi amaç olmalıdır.

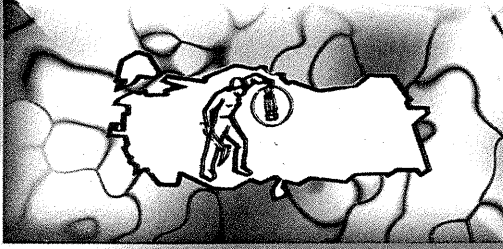
KAYNAKLAR

- Kahveci E.**, 1996, *Karotlu Sondajlarda İlerlemede Hızına ve Karot Verimine Etki Eden Faktörlerin Araştırılması*, Yüksek Lisans Tezi, ZKÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, Zonguldak, 150 s.
- Brown E.T. (Ed.)**, 1981, *Rock characterization Testing and Monitoring*, ISRM Suggested Methods, Pergamon press, Oxford.
- Deere D. U., Hendron A.J, Patton F. D and Cording E. S.**, 1966, Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock. Proc. of 8th Symp. on Rock Mech. ed by C. Fairhurst, University of Minnesota, pp. 237-302.
- Longyear** 1987, Diamond Product Field Manual, Canada.

YAZAR İNDEKSİ
AUTHOR INDEX

Acaroğlu, Ö.	247	Müftüoğlu, Y.V.	283
Altındağ, R.	23, 271		
Arel, E.	75	Nasuf, E.	207, 227
Arıoğlu, E.	1, 83, 103, 119, 135		
Avşar, S.	13, 207, 227	Önalp, A.	75
Aydan, Ö.	95	Öz, K.	195
Aydın, A.	195	Özarslan, A.	147
		Özbakır, O.	13, 207, 227
Balci, C.	13		
Başarır, H.	61	Sagular, E.K.	33
Bozdağ, T.	61	Sarışık, A.	33
Develi, K.	217	Tercan, A.E.	187
Dinçer, T.	259	Tokgöz, N.	1
		Tokgözoğlu, F.	173
Geniş, M.	235	Tuncel, Z.	83
Gerçek, H.	147, 235	Tunçdemir, H.	159
Girgin, C.	119, 135		
Gökçeoğlu, C.	49	Ulusay, R.	49
Kahveci, E.	283	Vardar, M.	173, 217
Karpuz, C.	61		
Koçak, C.	173	Yüksel, A.	135

YURT MADENCİLİĞİNİ GELİŞTİRME VAKFI



**Yurt madenlerinin ve yeraltı zenginliklerinin
çağdaş teknolojilerle değerlendirilerek, ülke ekonomisine
katma değer kazandırmayı kendine ana amaç seçen
Yurt Madenciliğini Geliştirme Vakfı
madencilerimizin maddi ve manevi
katkılarını beklemektedir.**

Yurt Madenciliğini Geliştirme Vakfı

1. ve 2. Madencilik Şurası

3. 4. 5. ve 6. Uluslararası Cevher Hazırlama Sempozyumu

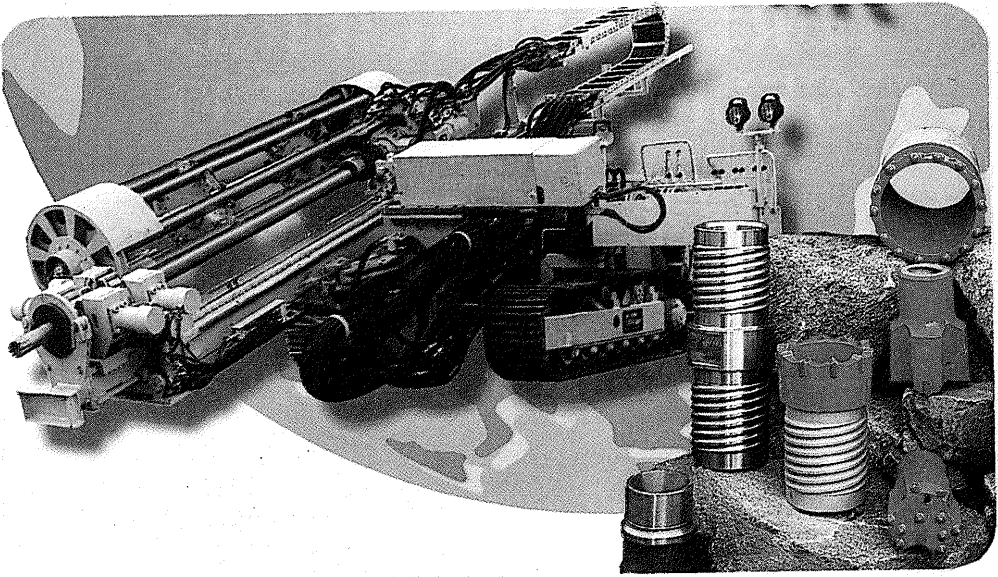
1. 2. ve 3. Kömür Teknolojisi ve Kullanımı Semineri.

Meslekiçi Eğitim Semineri

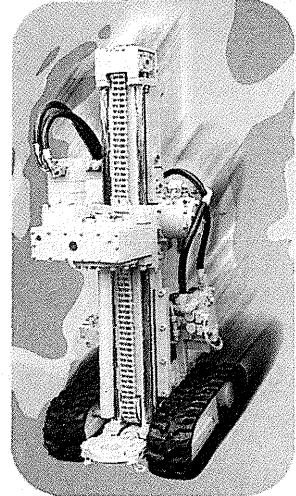
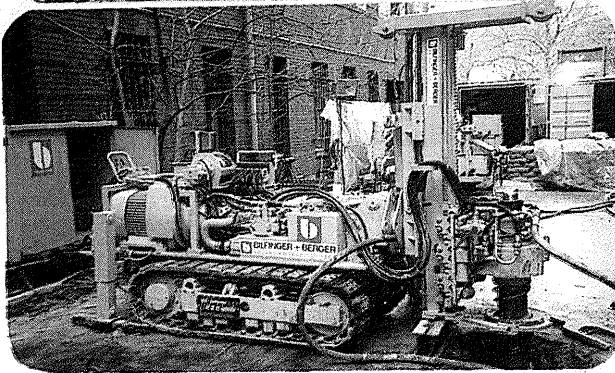
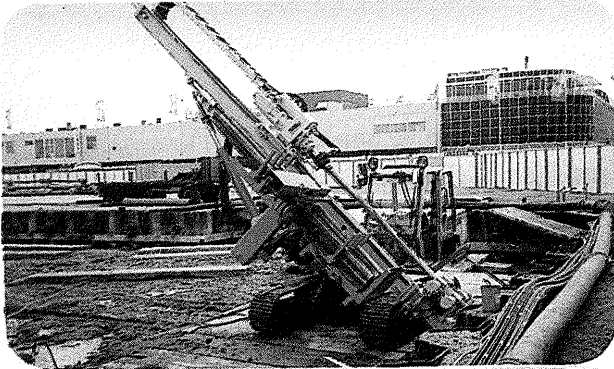
**Çok sayıda öğrenciye eğitim bursu vererek madenciliğimizin gelişmesine
önemli katkılar sağlanmıştır.**

GENEL KURUL ÜYELİĞİNE DAVET

**Yurt Madenciliğini Geliştirme Vakfı'nın daha da güçlenmesi amacıyla tüm madencilik camiasını Genel Kurul Üyelikğine çağırıyoruz.
(Üyelik için 2.000.000.-TL. ve 2 adet fotoğrafı başvurulduğu takdirde, üye kartı adresinize gönderilecektir.**



HÜTTE & Co
Bohrtechnik



HÜTTE ANKRAJ VE KAZIK MAKİNALARI



MADEN MAKİNA SANAYİ VE TİC. A.Ş.
Güneş Sokak, Temsa Binası 8/4 06690 Kavaklıdere/Ankara
Tel: 0312. 467 08 48 pbx Fax: 0312. 467 50 09

Patlayıcı Sektöründe Kalite Patlaması

AQAP-120

ISO 9002



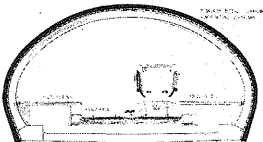
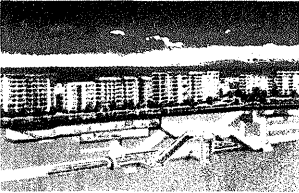
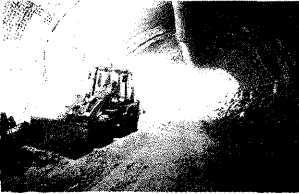
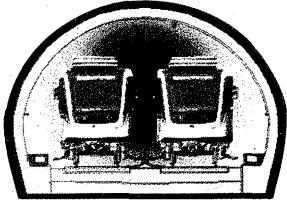
BARUTSAN
patlayıcı ve patlatma uzmanı

Genel Müdürlük: Elmadag 06780 ANKARA Tel: (0312) 863 10 20 - 863 42 16 Faks: (0312) 863 28 61
Ankara Bürosu: Tandoğan 06330 ANKARA Tel: (0312) 213 09 61 - 213 33 42 Faks: (0312) 212 83 54
BARUTSAN A.Ş. BİR MKEK KURULUŞUDUR.

İleri teknolojiyi kullanmak ve geliştirmek gücümüzdür.
To apply and develop advanced technology is our strength.

İZMİR HRS / LRTS

NEVE HATUN TÜNELİ VE ÜÇYOL DERİN TUNNELİ NEVE HATUN TUNNEL AND ÜÇYOL DEEP TUNNEL STATION



İZMİR HRS / LRTS NEVE HATUN TUNNELİ VE ÜÇYOL DERİN TUNNELİ

İlk kazı tarihi / First excavation date: 28.12.1995
Kazı tamamlanma tarihi / Excavation completion date: 29. 08.1997

Tünel net uzunluğu: (Üçyol İstasyonu dahil) / Net length of the tunnel: 1672 m

Tünel kazı genişliği (Çift hat) / Excavation width of tunnel (Double track): 10.17 m
İstasyon Tüneli / Station tunnel: 16.80 m

Tünel kazı yüksekliği (Çift hat) / Excavation height of tunnel (Double track): 7.18 m
İstasyon Tüneli / Station tunnel: 9.33 m

Ağırlıklı ortalama örtü kalınlığı / Average soil thickness above tunnel:
41.00 m (max. 63.00 m, min. 12 m)

Kesit tipi: Atınlı / Cross section type: Horseshoe

Kesit alanı (Çift hat) / Excavated cross section area (Double track): 62 m²
İstasyon Tüneli / Station Tunnel: 130 m²

Yapım Yöntemi / Construction Method
Yeni Avusturya Metodu / New Austrian Tunneling Method (NATM)

Geodezik Ölçümler: Tünel içi ve dışına tesis edilen ölçüm ağırları,
düşey koordinat taşıma ve lazerli yönlendirme sistemi
Geodesical measurements: Traverse lines established inside and outside of the
tunneli alignment and cross section control with laser guidance system.

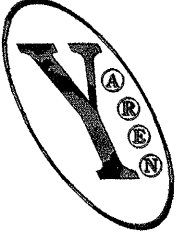
Geoteknik Ölçümler: Konverjans bulonları, ekstansometre ve
basınç hücreleri ile oturma, yanıl deplasman ve gerilme ölçümleri
ve elektro-optik ölçme sistemi ile bu değerlerin kontrolü
Geotechnical measurements: Settlement, horizontal, displacement and
stress measurements using converge bolts, extensometer and
pressure cells and control of those values by
electro-optical measuring systems

Ortalama kazı hızı / Average excavation rate
3.5 m/gün / 3.5 m/day

Erişilen maksimum kazı hızı / Max. excavation rate achieved
7.9 m/gün / 7.9 m/day

**yapi
merkezi**

Yapi Merkezi - Çamlıca 81180 İstanbul
Tel: (0 216) 321 90 00 Fax: (0 216) 321 90 13
e-mail: yapimer@ibm.net - http://www.yapi-merkezi.com



YAREN **BİLGİSAYAR SİSTEMLERİ - İLETİŞİM ELEKTRONİK** **LİMİTED ŞİRKETİ**

- * Bilgisayar Satış, Bakım ve Onarım Hizmetleri
 - * Program Yazım ve Destek Hizmetleri
 - * Bilgisayar Sarf Malzemesi
 - * Network Kurulumu
 - * İnternet Hizmetleri
- * Mobil Telefon Satış ve Bakım Hizmetleri
 - * Dect Telefon Santralleri
 - * Mobil Telefon Aksesuarları
- * Fotokopi ve Faks Makinası Satışı
 - * Bakım ve Onarım Hizmetleri
 - * Yedek Parça ve Sarf Malzemesi
- * Bilgisayar Masa ve Büro Mobilyaları Satışı
 - * Laboratuvar Malzemesi
- * Teknik Rapor Yazımı ile Grafik Destekli Tasarım Hizmetleri
 - * Fotokopi Çekimi - Kırtasiye Malzemeleri Satışı
 - * Isısal ve Plastik Spiral Ciltleme - PVC Kaplama
- * Bilgisayar Destekli Topoğrafik Ölçüm ve Hesap İşleri



AÇIN KAPILARINIZI
GÜNEŞ
İÇERİ GİRSİN !

İNCİVEZ MAHALLESİ KARAEĞİRMAS ÜNİVERSİTESİ KARŞISI KILIÇ APARTMANI ZEMİN KAT ZONGULDAK

TEL : (0-372) 257 15 03 FAX : (0-372) 257 15 02

Banyonuzdaki Güzelliği

Çanakçılar
SERAMİK



Akrik

Sevin

Kırmızı

Körfez

Yedigöller

Karadeniz

Arma Takım

İkinci

Abant

Çanakçılar
SERAMİK
SANAYİ VE TİCARET A.Ş.

Genel Müd., Zonguldak Tel: (0.372) 535 51 33
Fabrika, Zonguldak Tel: (0.372) 512 10 16
Satış Müd., İstanbul Tel: (0.216) 339 13 98
Bölge Müd., Ankara Tel: (0.312) 232 08 72
Bölge Müd., Zonguldak Tel: (0.372) 535 51 30

“Gençlik,
yaşamın
bir dönemi
değil,
bir düşünce
biçimidir.”

43 yıldır genç kalmayı başaran bir banka
bugünün ve yarının gençlerini selamlıyor.

PAMUKBANK



DÜNYA MARKALARI, KALİTELİ SERVİS, UZMAN PERSONEL

MA TE

ULUSLARARASI DIŞ TİCARET A.Ş.

Beton - Zemin - Asfalt Test Cihazları
Çekme ve Sertlik Ölçme Cihazları
Nükleer Kaynaklı Rutubet ve Yoğunluk Ölçme Cihazları
Yerinde Ölçüm Test Cihazları
CPT Sistemleri

TÜRKİYE YETKİLİ TEMSİLCİSİ ve DİSTRİBÜTÖRÜ OLDUĞUMUZ FİRMALAR ve ÜRÜNLERİ

ELE INTERNATIONAL / İngiltere

• Beton • Laboratuvar Test Cihazları • Agregalı
• Zemin • Meteorolojik Ölçüm İstasyonları • Kaya Mekanikliği
• Asfalt • Su Kalite Tayin Cihazları • Çimento
• Ziraat Test Cihazları

SOILTEST / ABD

• Beton • Laboratuvar Test Cihazları
• Asfalt • Zemin

INSTRON / İngiltere

• Her türlü malzeme (plastik-lastik-kauçuk-ambalaj-kağıt-metal-sünger-ilaç-testil-gıda v.b.) için çeşitli kapasite ve özellikte çekme, basma, uzama, yırtılma test cihazları, bu testlerin gerçek sıcaklık ve basınç şartlarında yapılmasına olanak veren yüksek sıcaklık kabinleri.

WOLPERT / Almanya

• Sertlik Ölçüm Cihazları • Mikro Sertlik Ölçüm Cihazları
• Darbe Test Cihazları

COESFELD / Almanya

• Plastik Malzemeler için Her türlü Test Cihazı
• Numune Hazırlama • Akışkan Malzeme Test Cihazları
• Viskozite Ölçüm Cihazları • Mekanik ve Termal Test Cihazları
• Elektrik Test Cihazları

LAROX / Finlandiya

• Filtreler • Vanalar (Pinch Valves)

TROXLER / ABD

• Nükleer Yoğunluk ve Nem Ölçme Cihazları
• Asfalt Yüzdesi Belirleme Cihazları

PETROTEST / Almanya

• Petrokimya • Asfalt Laboratuvar Test Cihazları

TML Japonya

• Strain Gauge • Data Logger • Basınç Transducer'ler
• Çeşitli Kapasitelerde Yük Hücreleri

GEONOR Norveç

• Ekstensometre • Piezometre • Statik Zemin Lab Cihazları
• Dinamik • İnsitu (yerinde) Test Cihazları
• Arazi Veyn Cihazları

BOARD LONG YEAR / İngiltere

• İnsitu (yerinde) Test • Cihazları • İnclinometre Sistemleri
• Piezometre • Ekstensometre • Seviye Ölçüm Cihazları

ABEM / İsveç

• Jeofizik Ölçüm Test Cihazları • Rezistivite • Sismik Ölçüm Sistemleri
• Manyetometre • Kuyu Logu Ölçüm Cihazları

PRISMO / İngiltere

• Termo Plastik Yol Boyaları • Yol İşaretleme ve Güvenlik Sistemleri
• Asfalt Tamir Malzemeleri

BONNE ESPERANCE / Fransa

• Pressiometre Sistemleri (Menard)

LOGITECH / İngiltere

• Petrografik İnce Kesit Hazırlama Sistemleri

SBEL / ABD

• Kaya Mekanikliği Laboratuvarı Test Cihazları
• Örnek Hazırlama Sistemleri

ΔT / İngiltere

• Meteorolojik Ölçüm İstasyonları
• Yaprak Alanı Ölçüm Sistemleri

TMI / ABD

• Plastik Karton • Kağıt Test Cihazları

SHORE / ABD

• Durometreler (Shormetreler)

A & D / Japonya

• Elektronik Analitik ve Hassas Teraziler

CUSSONS Technology / İngiltere

• Mühendislik Eğitim Cihazları • Termodinamik • Buhar Mühendisliği
• Otomotiv Mühendisliği • Akışkanlar Mekanikliği
• Kontrol Mühendisliği • Malzeme Mukavemeti
• Makinalar Teorisi • Mühendislik Çizim Tasarımı

EŞEL / Türkiye

• Beton Test Presleri • Beton Laboratuvar Test Cihazları

GEOTECH / İsveç

• Dutch Cone Penetrometre • CPT Sistemleri

MA TE ULUSLARARASI DIŞ TİCARET A.Ş.

Hülya Sok. No.41/10

Gaziosmanpaşa 06/00/ANKARA

Tel: (0 312) 446 77 17 - 446 74 78 - 44 13 66

Faks: (0 312) 44 13 68

Ali Nihat Tarlan Cad. No: 91

Kat: 3 D.5-6 Bostancı 81110

Kadıköy/İSTANBUL

Tel: (0 216) 463 70 33 - 463 71 33

Faks: (0 216) 463 70 35

TÜRKİYE TAŞKÖMÜRÜ KURUMU
GENEL MÜDÜRLÜĞÜ
ÜLKEMİZİN METALURJİK ÖZELLİKTE TAŞKÖMÜRÜ ÜRETen TEK
KURULUŞU



KARADON TAŞKÖMÜRÜ İŞLETME MÜESSESESİ
ÜZÜLMEZ TAŞKÖMÜRÜ İŞLETME MÜESSESESİ
KOZLU TAŞKÖMÜRÜ İŞLETME MÜESSESESİ
ARMUTÇUK TAŞKÖMÜRÜ İŞLETME MÜESSESESİ
AMASRA TAŞKÖMÜRÜ İŞLETME MÜESSESESİ

OLMAK ÜZERE BEŞ MÜESSESESİ İLE YILDA 2.750.000 TON SATILABİLİR
TAŞKÖMÜRÜ ÜRETMEKTE VE ÜLKEMİZDE MADENCİLİK SEKTÖRÜNÜN
İHTAYACI OLAN MADEN MAKİNALARI İMALATINI GERÇEKLEŞTİRMEKTEDİR.

MADEN MAKİNELERİ FABRİKA İŞLETME MÜDÜRLÜĞÜNDE ÜRETİLEN
MADEN MAKİNE VE TEÇHİZAT

ZİNCİRLİ KONVEYÖR	POMPALAR
HAVA MOTORLARI	BANT KAYNAK MAKİNELERİ
OCAK ARABALARI	BAĞ DEMİRİ
TUMBALAR	KAFES VE SKİPLER
VİNÇLER	ŞÖVELMAN VE ŞÖVELMAN MOLETLERİ
PERFORATÖRLER	BASINÇLI HAVA İLE ÇALIŞAN MAKİNELERİ
PİKÖRLER	ALSZ.TEÇHİZATLARI
HIZ DÜŞÜRÜCÜ MEKANİZMALAR	OKSİJEN VE ASETİLEN GAZININ ÜRETİLMESİ

GENEL MÜDÜRLÜK

ADRES : TTK GENEL MÜDÜRLÜĞÜ 67090 ZONGULDAK
FAXS : (0.372) 2531661 - 2511900
TELEFON : (0.372) 2522400 - (100 Hat)

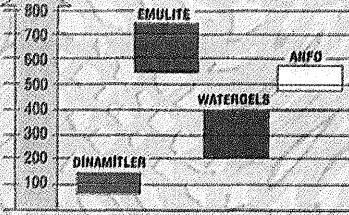
DÜNYADA PATLATMA SEKTÖRÜNDEKİ EN SON TEKNOLOJİ VE GELİŞMELERİ TÜRKİYE'YE TAŞIYAN KURULUŞ

NitroMak

MAKİNA KİMYA-NİTRO NOBEL KİMYA SANAYİİ A.Ş.

MERMI DARBE TESTİ

Ateşleme için mermihızı
m/saniye



FAALİYETLERİMİZ

Kapsülle Patlayan EMULİTE ÜRETİMİ

Yemlemeyle Patlayan EMULİTE ÜRETİMİ

KAMYON ŞARJİ (EMULİTE - ANFO)

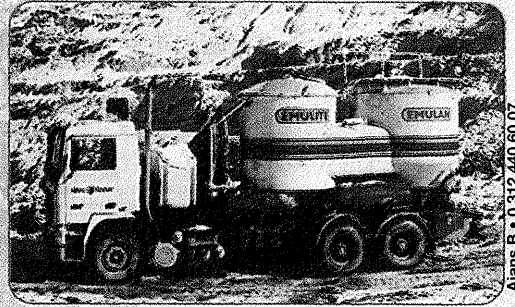
ANFO VE EMULİTE-500 ÜRETİMİ

P.P.T.A. NİTRAT SATIŞI

Elektriksiz Nonel Kapsüller

MÜHENDİSLİK HİZMETLERİ

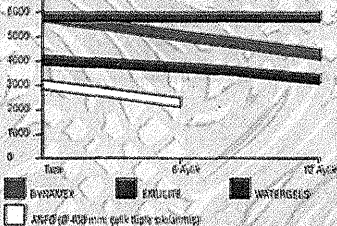
Temsilcilikler



Alans B • 0.312.440 60 07

DETONASYON HIZI

Ø 40 mm kartuşlar, sıkılamamış
m/saniye

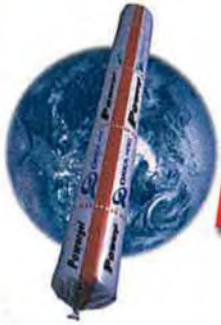
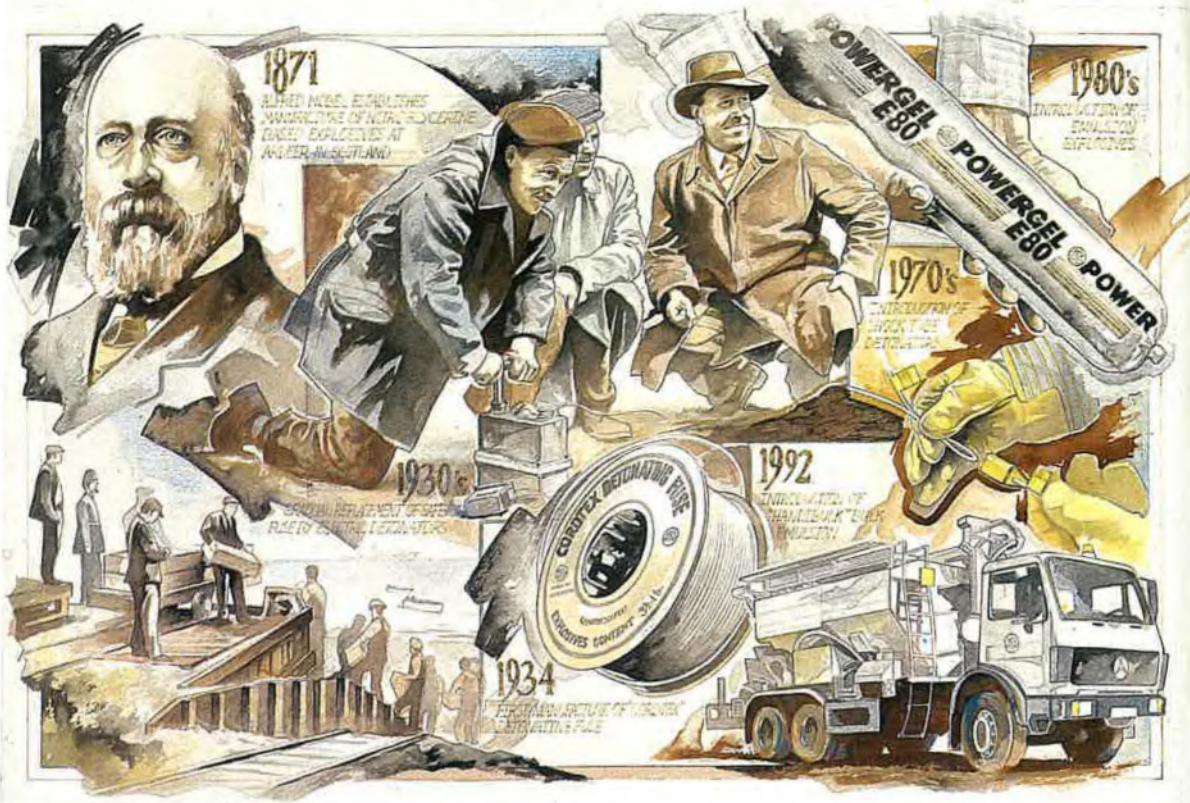


NitroMak

MAKİNA KİMYA-NİTRO NOBEL KİMYA SANAYİİ A.Ş.

Cinnah Cad. No: 72/14 • 06690 Çankaya - ANKARA
Tel: (0.312) 440 53 17 (Pbx) • Fax: 440 61 59

Fabrika : Çakmakkaya/ARTVİN • Tel: 0.466. 721 21 80 • Fax: 721 21 93
Bölge Md. : Soma/MANİSA • Tel: 0.236. 612 16 83 • Fax: 613 94 33
Depo : Darica - GEBZE / İSTANBUL • Tel: (0.262) 725 29 90/1419
Depo : Hasanoglan/ANKARA



Powergel

Patlayıcı dünyasında yeni bir ÇAĞ

Ürün ve hizmetlerimiz:

- POWERGEL emülsiyon patlayıcı üretimi
- Hazır ANFO üretimi
- EXEL elektriksiz kapsüller (non electric)
- Prill poroz amonyum nitrat
- Elektrikli kapsüller, emniyetli fiitil, infilaklı fiitil
- Delme, patlatma teknik danışmanlığı, saha dizaynları ve projelendirilmesi
- Komple patlatma hizmeti

ORICA-NİTRO
PATLAYICI MADDELER TİCARET VE SANAYİ A.Ş.

Genel Müdürlük

Cinnah Caddesi Hava Sokak 2/3
06680 Çankaya - Ankara
Tel : 0.312. 442 38 90 PBX
Faks: 0.312. 440 18 34

Fabrika

Lalahan - Odabaşı Köyü Ekincik
Mevkii 06780 Elmadağ - Ankara
Tel : 0.312. 865 19 63 PBX
Faks: 0.312. 865 19 68

ORICA, ICI Explosives'in,
ORICA-NİTRO, Nitrosan'ın yeni adıdır.