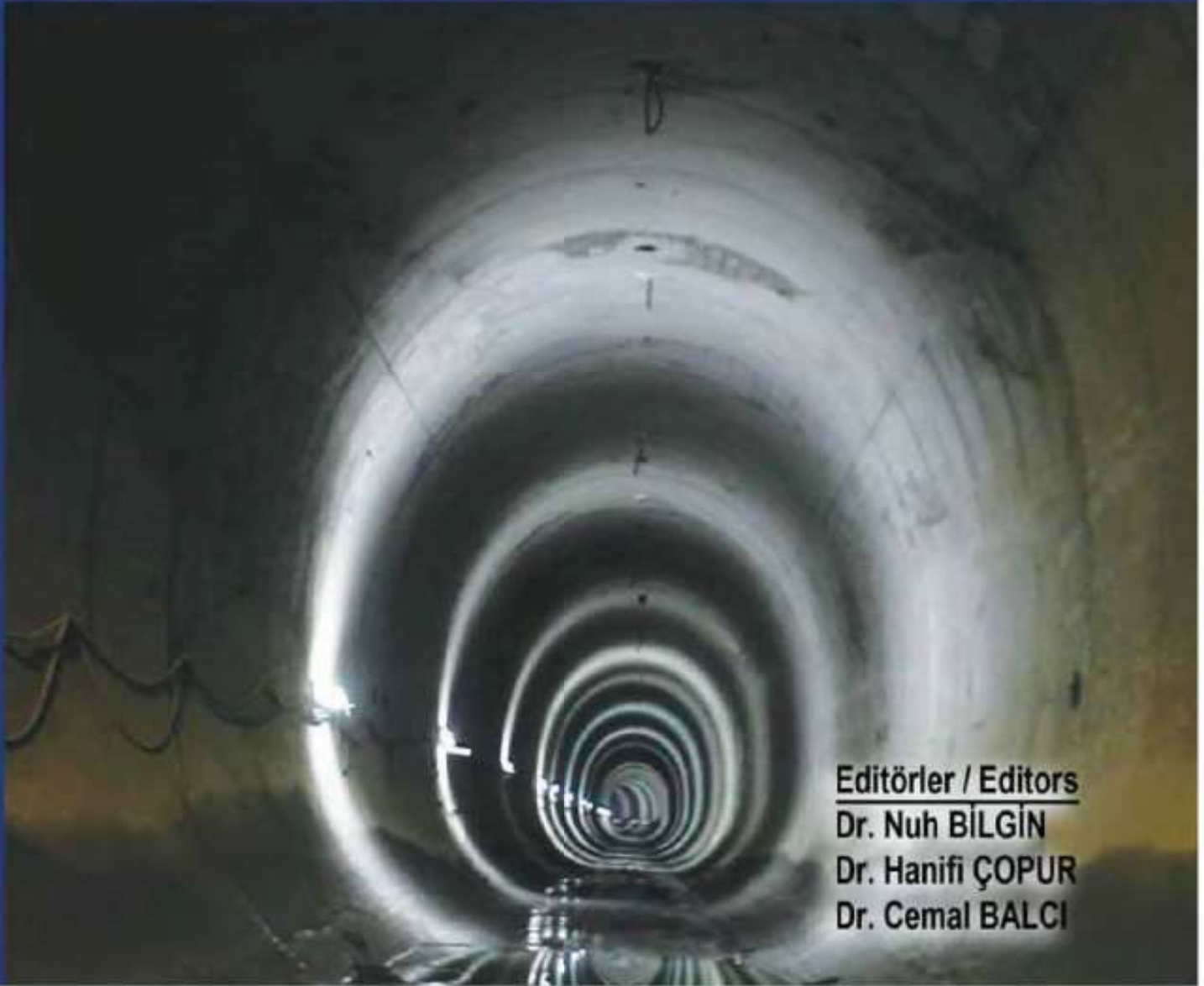


3. ULUSLARARASI ULAŞIMDA YERALTI KAZILARI SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS OF THE 3RD INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON
UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR TRANSPORTATION

29-30 Kasım / November 2013, İSTANBUL



Editörler / Editors
Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Cemal BALCI



TÜNELCİLİK DERNEĞİ
Turkish Tunnelling Society



TMMOB
MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI
İSTANBUL ŞUBESİ
Chamber of Mining Engineers of Turkey
Istanbul Branch

**3. ULUSLARARASI ULAŖIMDA YERALTI KAZILARI
SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI**

***PROCEEDINGS OF THE 3rd INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON
UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR
TRANSPORTATION***

İSTANBUL / 29-30 Kasım/November 2013

Editörler / Editors

Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Cemal BALCI

TMMOB Maden Mühendisleri Odası - Tünelcilik Derneği

— Endorsed by —

ITA
AITES

— Desteği ile —



Tünelcilik Derneği



TMMOB
Maden Mühendisleri Odası
İstanbul Şubesi

© Kasım-2013; Tüm hakları saklıdır. TMMOB Maden Mühendisleri Odası'nın yazılı izni olmaksızın bu kitap ya da bu kitabın bir kısmı herhangi bir biçimde çoğaltılamaz, yayınlanamaz.

ISBN : 978-605-01-0547-6

Baskı Yeri : Dinç Ofset Mat. Rek. San. ve Tic. Ltd. Şti.

Davutpaşa Cad. Emintaş Matbaacılar Sitesi No:103/580-581 Topkapı

Zeytinburnu – İstanbul (Tel: 0212 493 33 00)

TMMOB Maden Mühendisleri Odası

Selânik Cad. No: 19/4 Kızılay - Ankara

Tel : +90 (312) 425 1080, Faks : +90 (312) 417 5290

Web : www.maden.org.tr E-posta: maden@maden.org.tr

TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi

Büyükdere Cad. Çınar Apt. No:95 K:8 D:31 Mecidiyeköy İstanbul

Tel: +90 (212) 356 7410, Faks: +90 (212) 356 7412

E-posta: istanbul@maden.org.tr

MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBE YÖNETİM KURULU /
EXECUTIVE BOARD OF CHAMBER OF MINING ENGINEERS OF TURKEY

Başkan : Nedret Diner DURUKAN
II. Başkan : Bülent ŞENTÜRK
Yazman : Hürriyet DEMİRHAN
Sayman : Mesut ERKAN
Üyeler : Burhan ERDİM
Baran EROĞLU
Mehbup TURAN

TÜNELCİLİK DERNEĞİ YÖNETİM KURULU /
EXECUTIVE BOARD OF TURKISH TUNNELING SOCIETY

Başkan : Nuh BİLGİN
Başkan Yrd. : Hanifi ÇOPUR
Başkan Yrd. : Mücahit NAMLI
Genel Sekreter : Yasin TORUN
Sayman : Cemal BALCI
Üyeler : Doğan TALU
Öner YILMAZ
Ali YÜKSEL
Ufuk Yavuz TÜMER
Fevzi AKSU
İbrahim OCAK

Düzenleme Kurulu / Organization Committee

Dr. Nuh BİLGİN	Tünelcilik Derneği Başkanı
Nedret Diner DURUKAN	Maden Mühendisleri Odası, İstanbul Şubesi Başkanı

Yürütme Kurulu / Executive Committee

Dr. Nuh BİLGİN	Başkan
Öner YILMAZ	Başkan Yrd.
Nedret Diner DURUKAN	Genel Sekreter
Selçuk ŞİMŞEK	Sayman
Fevzi AKSU	Yazman
Hürriyet DEMİRHAN	Yazman
Dr. Hanifi ÇOPUR	Üye
Dr. Cemal BALCI	Üye
Dr. Bülent ŞENTÜRK	Üye
Tayfun MATER	Üye
Oğuz SÖNMEZER	Üye

Danışma Kurulu / Advisory Board

Dr. Nuri Ali AKÇIN	Bülent Ecevit Üniversitesi
Dr. C. Okay AKSOY	Dokuz Eylül Üniversitesi
Dr. Ergin ARIOĞLU	Yapı Merkezi İnşaat
Dr. Ömer AYDAN	Tokai University (Japonya)
Dr. Ataç BAŞÇETİN	İstanbul Üniversitesi
Dr. Sami DEMİRBİLEK	Ciner Grubu
Dr. Yücel ERDEM	Erer Müşavirlik, Mühendislik ve Müteahhitlik A.Ş.
Dr. Ali KAHRİMAN	Okan Üniversitesi
Dr. Kazım Yaşar LEVENT	İksa Beton ve Yeraltı Kimyasalları
Dr. Mücahit NAMLI	İBB Raylı Sistemler Genel Müdürlüğü
Dr. İbrahim OCAK	İstanbul Üniversitesi
Dr. Turgay ONARGAN	Dokuz Eylül Üniversitesi
Dr. Levent ÖZDEMİR	Özdemir Engineering (USA)
Dr. Salih Selim ŞENKAL	Hema Endüstri
Dr. Hakan TUNÇDEMİR	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Mahir VARDAR	İTÜ Maden Fakültesi

Birol AKPINAR	Ünal Akpınar İnşaat
Melih ALGAN	Geoma Mühendislik
Yunus ALPAGUT	Ates Mühendislik (Robbins Türkiye)
Taner BİLGE	Mates Makine Tesisat
Ahmet Rufai BİLGİN	İSKİ
Erdoğan ÇETİN	Sandvik Türkiye
Mehmet ÇİLİNGİR	Yüksel Proje
Nurettin DEMİR	Gama-Nurul Ortaklığı
Bahadır ERGENER	Atlas Copco Türkiye
Yalçın EYİGÜN	Ulaştırma Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı Alt Yapılar Genel Müdürlüğü
Aşkın GICIR	TCDD Ankara İstanbul Hızlı Tren Projesi 2. Demiryolu Yapım Grup Müdürlüğü
Zafer GÜÇLÜCAN	NTF İnşaat
Alp GÜRKAN	Soma Madencilik
Cahit KARAKULLUKÇU	Özgün İnşaat
Arif KURTEL	İmbat Madencilik
İsmail MURTAZAOĞLU	TCDD Genel Müdürlüğü Demiryolu Yapım Daire Başkanlığı
Kayıhan OĞUZ	Labris Madencilik
Kazım ÖZGÜR	Ulaştırma Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı Alt Yapılar Genel Müdürlüğü
Sedat ÖZPINAR	DSİ 14. Bölge Müdürlüğü
Özgür Savaş ÖZÜDOĞRU	E-Berk Makine Metalurji
Doğan TALU	Doğuş İnşaat
Kadir TELLİOĞLU	Penatrade A.Ş. (Herrenknecht Türkiye)
Yasin TORUN	Altyapı ve Kazısız Teknolojiler Derneği
Canan YENEL	TCDD Genel Müdürlüğü Demiryolu Yapım Daire Başkanlığı
Mehmet YERLİKAYA	Bekaert Çelik Kord
Emre YEŞİLÇİÇEK	Altınok Mühendislik
Haydar YILDIRIM	Tünelmak
Özgür YURTAYDIN	Herrenknecht (Almanya)

Bilimsel Kurul / Scientific Committee

Dr. Nuri Ali AKÇİN	(BEÜ)	Dr. Erdoğan KAYMAKÇI	(BEÜ)
Dr. Hürriyet AKDAŞ	(OGÜ)	Dr. Ayhan KESİMAL	(KTÜ)
Dr. Raşit ALTINDAĞ	(SDÜ)	Dr. Alaattin KILIÇ	(İÜ)
Dr. Hamit AYDIN	(BEÜ)	Dr. Halil KÖSE	(DEÜ)
Dr. Hakan BAŞARIR	(ODTÜ)	Dr. Kerim KÜÇÜK	(DEÜ)
Dr. Aydın BİLGİN	(ODTÜ)	Dr. Cengiz KUZU	(İTÜ)
Dr. M. Erdiç BİLİR	(BEÜ)	Dr. Yadigar MÜFTÜOĞLU	(BEÜ)
Dr. Alaaddin ÇAKIR	(BEÜ)	Dr. Gündüz ÖKTEN	(İTÜ)
Dr. Atilla CEYLANOĞLU	(CÜ)	Dr. Ahmet ÖZARSLAN	(BEÜ)
Dr. Ahmet DEMİRCİ	(CÜ)	Dr. Yılmaz ÖZÇELİK	(HÜ)
Dr. Vedat DİDARİ	(BEÜ)	Dr. İhsan ÖZKAN	(SÜ)
Dr. Selamet ERÇELEBİ	(İTÜ)	Dr. Atilla ÖZTÜRK	(İTÜ)
Dr. Hasan ERGİN	(İTÜ)	Dr. Ali SARIŞIK	(AKÜ)
Dr. Abdullah FİŞNE	(İTÜ)	Dr. Cem ŞENSÖĞÜT	(DÜ)
Dr. Melih GENİŞ	(BEÜ)	Dr. Deniz TUMAÇ	(İTÜ)
Dr. Hasan GERÇEK	(BEÜ)	Dr. İsmail UĞUR	(İTÜ)
Dr. M. Kemal GÖKAY	(SÜ)	Dr. Reşat ULUSAY	(HÜ)
Dr. Türker HÜDAVERDİ	(İTÜ)	Dr. Tuğrul ÜNLÜ	(BEÜ)
Dr. Melih İPHAR	(OGÜ)	Dr. Bahtiyar ÜNVER	(HÜ)
Dr. Sair KAHRAMAN	(NÜ)	Dr. Olgay YARALI	(BEÜ)
Dr. Celal KARPUZ	(ODTÜ)	Dr. Ali Osman YILMAZ	(KTÜ)

Çalışma Kurulu / Working Committee

Mustafa Akgül	NTF İnşaat	Mesut E. Aymir	Gülermak Ağır Sanayi
Savaş Aktaş	Kolin-Limak Ortaklığı		İnşaat
Talat Alp	Bozkuşlar İnşaat	Nurullah Ayrancı	Çiltuğ Enerji
Ahmet Altunsay	Esa İnşaat	Mehmet Ayyıldız	İlci-Özgün Ortak
Tuncay Arıcı	NTF İnşaat		Girişimi
Enis Arnoğlu	Yapı Merkezi İnşaat	Ayhan Balcı	Sargın İnşaat
Erkan Atar	NAS-YSE Ortaklığı	Oktay Rauf Basa	Cengiz-İçtaş-Belen Adi
Muhammer Atasoy	Cengiz İnşaat		Ortaklığı
İrfan ATİK	Soner Temel	Ali Başpınar	Hitit İnşaat Madencilik
	Mühendislik İnşaat	Mustafa Baştürk	Limak İnşaat
Hasan Aydın	İzmir Büyükşehir	Şahap B. Baydar	Yertaş İnşaat
	Belediyesi	Tarkan Bayram	Avrasya İnşaat
		Fatih Bektaş	Projima Tünel İnşaat

Taner Bilge	Mates	Nadir Karahan	Kartuş İnŒaat
Erdal Bilgili	İlci-Özgün Ortak GiriŒimi	Kemal Karaođlu	Çayeli Bakır İŒletmeleri
Muttalip Buyraz	Çelikler İnŒaat	Hakkı Kartođlu	Çayeli Bakır İŒletmeleri
Gökalp Büyükyıldız	İmbat Madencilik	Œükrü Kaya	Enerjisa
Soner Can	Titan	Ayhan KiŒi	Projima Tünel İnŒaat
Eron Caner	Titan	Hakan KocabaŒ	Soma Madencilik
Ali Nazım Çatorı	Ege Asfalt	KürŒat Kocakahyaodđlu	Enerjisa
Akın Çelik	Soma Madencilik	Sinan Kuku	Soner Temel
Muammer Çınar	Piramida İnŒaat	EŒref Kurtođlu	Mühendislik İnŒaat
Muhsin Çiçek	Ümran Boru	Kazım KüçükateŒ	İzmir BüyükŒehir Belediyesi
Temel Çolak	Soner Temel Mühendislik İnŒaat	Atakan Leventyürü	Küre Bakır İŒletmesi
Serkan Dađlıođlu	DSİ Genel Müdürlüğü	Mustafa Liman	ÖztaŒ İnŒaat
Can Dayanç	Taisei Türkiye	Sermet Meriç	Zirkonyum Madencilik İnŒaat
Erdinç Demir	Gülermak Ağır Sanayi İnŒaat	Halil Murat	NTF İnŒaat
Ahmet Deniz	Koza Altın İŒletmeleri	İsmail Murtezaođlu	Soner Temel Mühendislik İnŒaat
Vahap Dilek	İçtaŒ-Astaldi Ortaklığı	Vedat Ocak	TCDD Genel Müdürlüğü
Hüseyin Divarçı	Emay Proje	Kenan Ođul	Özaltın İnŒaat
Mehmet E. Doğan	B. Ergünler Yol Yapı İnŒaat	Harun Otacı	TCDD Genel Müdürlüğü
Ramazan Doğru	Soma Madencilik	Suat Ölmez	E-Berk
Melih Dumlu	DođuŒ İnŒaat	Zafer Öner	Hema Endüstri
Ferhat Ekrem	Murgul Bakır İnŒaat	M. Turgay Özat	Fermanođlu İnŒaat
Abdullah K. Erol	Nömayg	Yıldırım T. Özaydın	Soner Temel Mühendislik İnŒaat
Alper Eryiđit	Cengiz-Makyol-ASL Adi Ortaklığı	Teyfik Özdemir	NAS-YSE Ortaklığı
Ömer Fettahođlu	Cengiz İnŒaat	Mehmet Özölçüm	Özgün İnŒaat
BarıŒ Gaziođlu	Makyol Yapı İnŒaat	Alper Öztürk	Koza Altın İŒletmeleri Gülermak Ağır Sanayi İnŒaat
Utku GümüŒ	Ünal Akpınar İnŒaat	Yavuz Palakçı	Statkraft Enerji
İsmail GüneŒ	Ayson Geoteknik ve Deniz İnŒaat	Evren Posluk	TCDD Ank. İst. Hızlı Tren Projesi 2.
Adnan Güngör	YükseI Proje	Selim Pusti	Demiryolu Yapım Grup Müdürlüğü
Suat Güven	Atlas Copco	Hüseyin S. Sargın	Cengiz İnŒaat
Mehmet Han	DođuŒ İnŒaat		Sargın İnŒaat
Orhan İnanır	GeoGrup		
Müge İnanır	GeoGrup		
SavaŒ Kadiođlu	Keygen Mühendislik		
Onur Kansu	Alsım Alarko		
Gökhan Kara	Ekol Koz Maden İnŒaat		

Murat Sarierler	Alsım Alarko-Cengiz Ortak Girişimi	İbrahim Uslu	Koçoğlu-Makimsan Ortaklığı
M. Fatih Semiz	Özka-Kalyon Ortak Girişimi	Yaşar Ünlü Ali Ünlü	Çelikler İnşaat Özgün İnşaat
Tarkan Sezgin	Ges İnşaat	Ahmet Varol	Soner Temel
Eren Soyer	Hema Endüstri		Mühendislik İnşaat
Serdar Şavk	Doğuş İnşaat	Özgür Vatan	Nas-YSE Ortaklığı
Cüneyt Şentürk	Nurol-Yüksel-Özka- Doruk Ortak Girişimi	Mustafa Yaşar Mustafa Yazıcı	İçtaş-Astaldi Ortaklığı Çayeli Bakır İşletmeleri
Teyfik Tanrıver	Yertaş İnşaat	Hayati Yazıcı	İmbat Madencilik
Süleyman Taşatan	Özgün İnşaat	H. Anıl Yazıcı	Ünal Akpınar İnşaat
Muharrem Tezcan	Cengiz-Makyol-ASL Adi Ortaklığı	Orhan Yenigün Meriç Yetiş	Yüksel Proje Özka-Kalyon Ortak Girişimi
Sertaç Tokcan	Cengiz-İçtaş Belen Adi Ortaklığı	Cehdi Yıldırım	Soner Temel
Ragıp Turhan	Ege Asfalt		Mühendislik İnşaat
Orhan Turp	İlci-Özgün Ortak Girişimi	Adnan Yıldız Mustafa Yurt	Öztaş İnşaat Gülermak Ağır Sanayi İnşaat
Ufuk Y. Tümer	ZED Organizasyon		
Hasan Ulusoy	Karabük Enerji	Ali Yüksel	Yapı Merkezi İnşaat

DESTEK VEREN KURUM VE KURULUŞLAR /ENDORSED BY

Dünya Tünelcilik Birliği (ITA)

İTÜ Maden Fakültesi Maden Müh. Böl. (Dr. Orhan Kural)

İÜ Mühendislik Fakültesi Maden Müh. Böl. (Dr. Alaeddin Kılıç)

İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi

Jeoloji Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi

Jeofizik Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi

Makine Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi

İstanbul Büyükşehir Belediye Başkanlığı

Ulaştırma Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı - Alt Yapılar Genel Müdürlüğü

Karayolları Genel Müdürlüğü

Devlet Demiryolları Genel Müdürlüğü

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü

SPONSORLAR / SPONSORS

Ana Sponsor / Prime Sponsor

Tünelmak

Platin Sponsorlar / Platinum Sponsors

Erkom
Herrenknecht

Altın Sponsorlar / Gold Sponsors

Basf
Soner Temel Mühendislik

Gümüş Sponsorlar / Silver Sponsors

Cengiz İnşaat
Dörken Sistem
Geodata
İnan Makina

Coffee Break Sponsorları / Coffee Break Sponsors

Gama&Nurol
Soma Holding

Bildiri Kitabı Basım Sponsorları / Proceeding Publication Sponsorships

Park Elektrik
Robbins

USB Sponsorları / USB Sponsorships

Multiplan
Tsurumi Pump

İnternet Erişim Sponsorları / Internet Access Sponsorships

Ascendum Makina
Boğaziçi Beton
Sandvik

DESTEK VEREN ŐİRKETLER /SUPPORTING COMPANIES

Aksu İnşaat
Atalay Sondaj Enjeksiyon Makine
Bekaert
Bilgi Mühendislik
Çeka
Fırçasan
Geogrup
HBI Haerter Ltd.
Kapeks
Labris
Mates
Netcad
Opak
Özgün İnşaat
Penamaden
Sika Yapı Kimyasalları
SWS Engineering S.p.A.
Teknima
Titan
Tünel Mühendisliği ve DanıŐmanlık

S U N U Ş

Ulaşım ağının gelişmişliği ülkelerin gelişmişlik seviyelerinin önemli kıstaslarından biridir. Ancak özellikle 1970 yılından sonra gelişmeyi; insani, sosyal, kültürel, çevresel ve mekansal boyutlarıyla tanımlama amacı taşıyan yeni yaklaşımlar ortaya çıkmıştır.

Bilim ve teknolojinin gereğini hayatımıza katan mühendislerimizin önemli bir yükümlülüğü de insan öncelikli projeleri hayata geçirmek ve bu uğurda yapılan yol, tünel vb. yapıların çevre uyumunu ve ekolojik dengeye etkisini araştırarak, doğayı ve ülke geleceğini göz önünde bulunduran projelere imza atmaktır.

Ulaşım kaynaklı sorunlar hayat kalitesini düşüren önemli etkenlerden biridir. Dünya nüfusunun %50'sinden fazlası kentsel alanlarda yaşamaktadır. Bu da trafiği gün geçtikçe daha da zorlu bir sürece sokmakta, dolayısıyla da önemli maddi kayıplara ve verimli kullanılabilecek zamanın kaybına yol açmaktadır. Kısacası yaşam kalitesi düşmektedir. Bu nedenle de ulaşım ile ilgili planlı çalışmalara şiddetle ihtiyaç vardır. İşte bu anlamda tünelcilik ülkemizde de büyüyen bir sektör olmuştur.

Maden Mühendisliği mesleği yeraltı yapılarının inşasında temel disiplinlerden biridir. Madencilik yöntemlerini ve gelişmeleri tünelcilik sektörüne taşıyan meslektaşlarımız bu konuda yetkin konumdadır.

Odamızın temel görevlerinden biri de bilimsel çalışmaları ve deneysel yaklaşımları kamuoyuna sunmak ve üyeleri ile paylaşmak için bilimsel toplantılar düzenlemektir. Bu anlamda bu kez Tünelcilik Derneği ile birlikte yola çıkarak 29-30 Kasım 2013 tarihinde Ulaşımda Yeraltı Kazıları Sempozyumu'nun üçüncüsünü düzenleyeceğiz.

Ulaşım da Yeraltı Kazıları Sempozyumu sektörün geldiği noktayı ve hedeflerini paylaşmak açısından büyük önem taşımaktadır, ayrıca çalışmanın yeni çalışmalara da ışık tutacağını umut etmekteyiz. Tünelcilik Derneği ile sağlanan birliktelik, uyumlu organizasyon ve fedakar paylaşımlarla çalışmayı daha da ileri taşıdı.

Sempozyum hazırlık sürecinde katkı veren bilim insanlarımıza, kamu ve özel sektördeki kuruluşlara, Odamız ve Tünelcilik Derneği'nin değerli yönetim kurullarına, büyük özveride bulunan Sempozyum Yürütme Kurulu'na ve bu yüksek tempolu süreçte sınırsız katkı veren oda çalışanlarımıza teşekkürü borç biliriz.

Saygılarımızla

Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Yönetim Kurulu

Kasım 2013 / İstanbul

Ö N S Ö Z

29-30 Kasım 2013 tarihinde Uluslararası Ulaşımında Yeraltı Kazıları Sempozyumu ve Sergisi'nin üçüncüsünde buluşuyoruz. İkinci sempozyumun üzerinden tam 6 yıl geçti ve sempozyumun üçüncüsünü bu kez TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi, Tünelcilik Derneği ile beraber gerçekleştiriyor. Sektörün bilimsel verileri ve birikimleri bu sempozyumla kamuoyuyla paylaşılıyor. Yürütme kurulu olarak bizler de süreklilik kazanan bu istikrarlı ve meşakkatli çalışmanın bileşeni olmaktan onur duyuyoruz.

Uzun yıllardır savunduğumuz gibi, madencilik iş kolu; kazısı, havalandırması, pasa nakli, su atımı ve diğer faaliyet alanları ile birlikte tüm yeraltı kazılarında yer almaktadır. Bunun sonucu olarak da her geçen gün maden mühendislerini tünelcilik alanında daha fazla çalışır görüyoruz. Mühendislerimizin gayretleriyle madencilik faaliyetlerinde gerçekleştirilen gelişmeler de hızlı bir şekilde, bir çok alanda sürdürülen yeraltı kazılarında uygulanmaktadır.

Öğrencilik yıllarımızda Türkiye'de ne kadar maden var ne kadar yok diye tartışırken bugün artık gelişen madencilik faaliyetlerini sadece biz değil yabancılar da ilgiyle izliyorlar. Tünelcilik faaliyetleri de aynı şekilde hızla gelişiyor. 2019 yılına kadar sadece İstanbul'da açılacak Metro Tünel uzunluğunun 350 km'yi bulacağı tahmin ediliyor. Şu an gerçekleştirilmekte olan ve planlanan hidroelektrik projelerinin sayısı da 1700 ve bunların en az yarısında tünel var. Gelecek birkaç yılda Türkiye'de Tünelcilik faaliyetlerine ayrılacak bütçenin 35 Milyar Euro olacağını tahmin ediyoruz. Bu rakam Avrupa'da bu iş için harcanacak paranın neredeyse üçte biri kadardır.

Madencilik ve tünelcilik faaliyetlerinin bu kadar iç içe olması ve son yıllarda her iki sektörün de çok hızlı gelişmesi ülkemizde bir tünelcilik derneğinin kurulmasını zorunlu kılmıştır. Hızlı bir örgütlenme ile kurulan dernek sektör ile kucaklaşmış ve uluslararası düzeyde tanınma noktasına gelmiştir. TMMOB Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi ve Tünelcilik Derneği'nin fedakarca çalışmaları ve sektörde yer alan bilim insanlarının, kamu ve özel kuruluşların desteği ile düzenlenen bu sempozyumun hem madencilik iş koluna hem de tünelciliğimize büyük yararlar getireceği inancındayız. Umudumuz bilim ve teknolojinin hak ettiği yeri bulması ve devamı gelecek çalışmalarımızda sektörü tekrar buluşturarak gelişimine katkı sunabilmektir.

Saygılarımla,

Prof.Dr. Nuh BİLGİN
Sempozyum Yürütme Kurulu Başkanı

Kasım 2013 / İstanbul

İÇİNDEKİLER / CONTENTS

Mekanize Kazı / *Mechanical Excavation*

State of the Art and Current Design Approaches of Large Diameter TBM Technology <i>Büyük Çaplı Tünel Açma Makinalarının Modern ve Güncel Tasarım Yaklaşımları</i> M. Herrenknecht, K. Böppler	1
The Sparvo Project: Innovative Technological Applications Using the World's Largest EPB-TBM <i>Sparvo Projesi: Dünyanın En Büyük EPB-TBM'inde Yenilikçi Teknolojik Uygulamalar</i> J. Classen, L.Scolavino, C. Acquista, G. Comin, A. Di Cara, M. Pepino	7
The Chemical Contribution to the Challenge of the Biggest TBM/EPB in the World <i>Dünya'nın En Büyük EPB TBM'nin Karşılaştığı Zorluklara Kimyasal Destek</i> D. Traldi, P. Levanto, S. Seven, L. Langmaack	19
Numerical Simulation for Evaluation of Ground Improvement Methods in DS-TBM Tunneling in Squeezing Grounds <i>Sıkışan Formasyonlarda DS-TBM Tünelciliğinde Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Nümerik Simülasyon ile Değerlendirmesi</i> R. Hasanpour, J. Rostami	23
Numerical Modeling of Tunneling by a Single Shield TBM <i>Tek kalkanlı Tünel Açma Makinasının Sayısal Simülasyonu</i> R. Hasanpour, J. Rostami	35
Prediction of Pressure on TBM through Squeezing Rocks <i>Sıkışan Kayalarda TBM'e Gelen Basıncın Tahmini</i> Ö. Aydan, M. Geniş, R. Hasanpour	49
Kesicilerin Çamurla Tıkanmasının Tünel Açma Makinası (TBM) Performansına Etkisi <i>Effect of Cutter Clogging on Performance of Tunnel Boring Machine (TBM)</i> N. İlci, M. Temel, S. Sezgin, C. Polat, N. Bilgin	59
Predicting the Performance of Roadheaders from Indirect Tests <i>Kollu Galeri Açma Makinelerinin Dolaylı Testler Kullanılarak Performans Tahmini</i> S. Kahraman, E. Kahraman	65
Performance and its Impact on the Lining of a Large Diameter HR TBM: The Martignano Tunnel <i>Geniş Çaplı bir Sert Kaya TBM'inde Segment Performansı ve Etkileri: Martignano Tüneli Örneği</i> S. Fuoco, E. Chimenti	73
Kayaçların Mekanik Özellikleri ile Keski Kuvvetleri Arasındaki İlişkilerin İncelenmesi <i>Investigation on Relations between Tool Forces and Mechanical Characteristics of Rocks</i> S. Yaşar, A. O. Yılmaz, M. Çapık	83
Kollu Tünel Açma Makinelerinin Performans Tahmini İçin Ampirik ve Yapay Sinir Ağı Modellerinin Karşılaştırılması <i>Comparison of the Empirical and Artificial Neural Network Models to Estimate Performance of Roadheaders</i> D. Tumaç, E. Avunduk	91

The project TEO "Tunnel Emisor Oriente" in Mexico City <i>Mexico City'de TEO "Tunnel Emisor Oriente" Projesi</i> E. Dal Negro, A. Altuna, S. Acarkan	99
Bir Atıksu Tünelinde TBM Kaynaklı Yeryüzü Titreşimlerinin Ölçümü ve Analizi <i>Measurement and Analysis of Surface Vibrations Induced by TBM on A Wastewater Tunnel</i> A. Sakcalı, Ü. Özer, A. Karadoğan, M. Akgül, Z. Güçlücan, S. Meriç, T. Mungan	103
Rock Mass Classification Systems: Are They Applicable to Prediction of TBM Performance? <i>Kaya Kütleli Sınıflama Sistemi: TBM Performans Tahminine Uygunlar mı?</i> J. Khademi Hamidi, H. Bejari	109
Ground Volume Loss and Depth of Placement of the Tunnel Control in EPB TBM Excavation <i>EPB TBM Kazısında Derinlik ve Hacim Kaybı Kontrolü</i> H. Karimnia	117
Çift Kalkanlı TBM ile Kazılan Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tünelinde Çalışma Performansı <i>Working Performance in the 1st Stage Energy Tunnel of Yamanlı II HEPP Project Excavated by a Double Shield TBM</i> S. Yılmaz, İ. Avcı, İ. Güney, M. Akgül	125
Kazılabilirlik İndeksi Kullanılarak Tünel Açma Makinası (TBM) Performans Parametrelerinin Belirlenmesi <i>Analysis of the TBM Performance Parameters Using Boreability Index</i> C. Balcı, R. Çomaklı, C. Polat, F. Shoae Sarbangholi	133
Makro Süreksizliklerin Metro Tünellerinde Kullanılan Tünel Açma Makinesinin Performansında Etkisi <i>The Effect of Macro Discontinues on TBM Performance in Metro Tunnel</i> A. Yüksel, E. Arıoğlu, N. Bilgin	139
Büyükçekmece Atıksu Tüneli Kazılarında EPB TBM Performansı <i>EPB TBM Performance in Excavation of Buyukcekmece Waste Water Tunnel</i> Y. T. Özaydın, E. Avunduk, H. Çopur	151
Atık Su Tünellerinde İnce Taneli Tortul Materyallerin Kazı Performansını Belirleyen ve Denetleyen Jeoteknik Büyüklükler Açısından Bir Değerlendirmesi <i>An Evaluation of Fine Grained Sedimentary Soils of Waste Water Tunnels in Terms of Geotechnical Parameters Defining and Controlling Excavation Performance</i> N. Tokgöz, İ.S. Binen, V. Kuruyer	157
Büyükçekmece Atıksu Tüneli Projesinde TBM Uygulaması <i>TBM Application in Buyukcekmece Waste Water Tunnel Project</i> İ.S. Binen, V. Kuruyer	175
Delme Patlatma / Drilling and Blasting	
Bilgisayar Kontrol Sistemli Yeraltı Delici Makinalarının, Direk Kontrol Sistemli Makinalar ile Karşılaştırılması <i>Comparison of Computerized and Direct Controlled Underground Drilling Machines</i> P. Kocak, E. Merturek, B. Ergener, E. Tasel	183

Jumbo Delici Makinesinin Çalışma Performansı ve Spesifik Enerji Değerleri <i>Operating Performance of Jumbo Drill Machine and Specific Energy Values</i> M. Çapık, A.O. Yılmaz, S. Yaşar, O. Yaralı, İ. Çavuşoğlu	191
Water Powered Down-The-Hole Drilling <i>Su ile Çalışan Down-the-Hole Delgi</i> P. Johansson	201
Tünelcilik Sırasında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin İzlenmesi ve Bitişik Tünelere Etkisi <i>Monitoring Blasting-Induced Vibrations during Tunnelling and Its Effects on Adjacent Tunnels</i> M. Geniş, Ö. Aydan, Z. Derin	209
Uç Aşınmasının Delik Delme Hızı Üzerindeki Etkisinin İncelenmesi <i>Investigation of the Effects of Bit Wear on Drilling Rate</i> O. Su, N.A. Akçın, O. Yaralı	219
Matkap Aşınımı ve Ömrü <i>Bit Wear and Life</i> M. Çapık, A.O. Yılmaz, S. Yaşar, O. Yaralı, İ. Çavuşoğlu	225
Kadıköy Kartal Metro Projesi Şaftları Patlatmalı Kazı İşleri <i>Drilling and Blasting Operations in the Excavation of Kartal Metro Shafts</i> Ö. Yılmaz, S. Kuku	233
Antalya-Kemer-Tekirova Güzergâhında Açılan Altan Ayağ Tüneli (T3 Tüneli) Kaya Saplama Uygulaması Delik Delme Performans Analizi <i>Rock Bolt Hole Drilling Analysis in Altan Ayağ Tunnel (T3 Tunnel) Located in Antalya-Kemer-Tekirova Highway</i> D. Akbay, R. Altındağ	239
NATM, Gözlem, Tünel Rehabilitasyonu / NATM, Monitoring, Tunnel Rehabilitation	
Marmaray Projesi Yenikapı İstasyonu Kuyruk Tüneli İmalatı ve Uygulama Teknikleri <i>The Excavation of Turn Back tunnel in Yenikapı Station of Marmaray Project</i> Ö. Yılmaz, A. Ramoğlu, S. Kuku	255
Üsküdar Ümraniye Çekmeköy Metro İnşaatında Aletsel Jeoteknik Gözlemler <i>Instrumented Geotechnical Monitoring in Construction of Uskudar Ümraniye Çekmeköy Metro</i> M. Namlı, K. Möröy, D. Küçükertem, M. Hızal, M. Zengin	267
İstiklal Caddesi Atıksu Tünelinin Yenilenmesi <i>Renovation of the İstiklal Street Drainage Tunnel</i> N.Ö. Beziçin	275
Quality and Process Control at Tunneling Jobsites: Information Transfer Infrastructure for Digital Data Management Systems, Examples for Real-time Information <i>Tünel şantiyelerinde kalite ve proses kontrolü: Digital veri yönetim sistemleri için bilgi transfer altyapısı, gerçek-zamanlı bilgi için örnekler</i> A. Seilert	281
Adana Yamanlı II HES Enerji Tüneli Kazılarında Yönlendirme ve İzleme Sisteminin TBM Performansına Etkileri <i>Effects of the Guidance and Monitoring System on Performance of TBM for Adana Yamanlı II HEPP Tunnel</i> H.T. Özasan	289

Designing and Construction of TBM-NATM Tunnel Connection in Sand Layer with Low Overburden in Urban Area <i>Şehir Altında Düşük Örtü Kalınlığındaki Kum Tabakalarında TBM ve NATM Tünel Kesişiminin Yapımı ve Tasarımı</i> I. Takahara, H. Tada, I. Otsuka	295
BC1 Marmaray Boğaz Geçişi, Tüneller ve İstasyonlar Projesi, Sirkeci İstasyonu Jeoteknik Ölçümler ve Değerlendirmesi <i>Geotechnical Measurements in Tunnels and Stations within BC1 Marmaray Bosphorus Crossing</i> N. Kılıç, G. Akay, A. Varol	305
Kent İçi Derin Kazı İksa Uygulamasına Bir Örnek: İstanbul Metrosu Hacıosman İstasyonu <i>An Example of Support Application in Deep Excavations: Hacıosman Station of Istanbul Metro</i> Ö. Yılmaz, M.T. Özat, E. Ünver	315
Çağlayan Regülatörü ve HES Projesi İletim Tünelinde Uygulanan Kazı ve Destek Sistemlerinin Değerlendirilmesi <i>Evaluation of Excavation and Support Systems of Çağlayan Regulator and HEPP Project Tunnel</i> S. Turan, İ. Ocak	323
Tünel İnşaatlarında Yer Radarı (GPR) Uygulaması: Örnek Bir Çalışma <i>The Ground Penetrating Radar (GPR) Application in Tunnel Constructions: A Case Study</i> K. Küçük, T. Onargan, C.O. Aksoy	331
Efficient Drainage Solutions, Designed For the Gotthard Base Tunnel <i>Gotthard Base Tüneli için tasarlanmış etkin drenaj çözümleri</i> M. Mertens	341
İstanbul Metrosu, III. Aşama IV. Levent-Ayazağa Kesimi, Seyrantepe Yaya Tünelleri (Türk Telekom Arena Stadi) Kazı Yöntemi <i>Istanbul Subway, IIIrd Phase, IVth Levent-Ayazaga Segment, Seyrantepe Pedestrian Tunnels (Türk Telekom Arena Stadium) Excavation Method</i> Ö. Yılmaz, T. Özat, A. Varol	353
Tünel Tahkimatı, Püskürtme Beton ve Temel Çalışmalar / Tunnel Support, Shotcrete and Basic Studies	
Dolaylı Yöntemlerle Belirlenen Kaya Malzemesine Ait Tek Eksenli Basınç Dayanımı Parametresinin RMR ₈₉ Puanı Hesaplamalarında Kullanılabilirliği <i>Usability of Uniaxial Compressive Strength of Intact Rock Determined by Indirect Methods in Prediction of RMR₈₉ Rating</i> K. Karaman, A. Kesimal, A. Kaya, S. Demirel	361
Compensation Grouting at Florence HSR Tunnel <i>Florence HSR Tünelinde Compensation Grouting</i> P. Cucino, G. Eocher, A. Bertero	369
Tam Cepheli Tünel Açma Yöntemi ile İnşa Edilen Tünellerin Segmentlerinde Çelik Lif Kullanımının Donatı Kullanımına Kıyasla Tasarımda ve Üretimde Sağlayabileceği Yararlar <i>Possible Benefits of Using Steel Fibers in Comparison with the Use of Reinforcements in the Design and Production of Concrete Segments for TBM Tunneling Method</i> N. Ö. Bezin	379

An Application of RMQR Classification System to Rock-Support Design for Underground Caverns and Tunnels <i>Yeraltı Boşlukları ve Tüneller İçin RQMR Sınıflama Sisteminin Kaya Destek Tasarımına Uygulanması</i> Ö. Aydan, R. Ulusay	387
Deformations of Corrugated Steel Tunnel during Construction <i>Yapım Esnasında Koruge Çelik tünel Deformasyonları</i> C. Machelski, L. Janusz	399
İzmir Metro İnşaatı Poligon İstasyonunda Meydana Gelen Göçüğün Geçilmesine Yönelik Tünel Kazı-Destekleme Tasarımı <i>Design of Tunnel Excavation-Support to Cross Failure, Occured in Izmir Subway Construction Poligon Station</i> C.O. Aksoy, K. Küçük, T. Onargan, V. Özacar	405
Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy (İstanbul) Metro Hattı Peron Tünellerinde Boru Kemer Uygulaması <i>Umbrella Arch Application in Platform Tunnels at Uskudar-Umraniye-Cekmekoy Metro Line</i> A. Kılıç, Z. Sertabipoğlu	413
Süren ve Şemsiye Uygulamaları için Yeni Tahkimat Malzemeleri <i>New Support Materials for Forepoling and Umbrella Applications</i> E. Kömürlü, A. Kesimal	423
Tünelcilikte İksa Tasarımına Yönelik Eurocode Esasına Dayanan Stratejiler <i>Strategies for Design of Support Measures in Tunneling on Basis of Eurocode</i> O. Koç	437
Prediction of Ground Settlement Influenced Mechanized Tunneling in Urban Areas Using Empirical, Analytical and Numerical Methods <i>Görgül, Analitik ve Nümerik Yöntemlerle Mekanize Kazıyla Şehir Tünelciliğinde Yeryüzü Oturmalarının Tahmini</i> H. Karimnia	443
B3 Destek Tipinde Bir Tünel Açılmasında Tüm Aşamaların 3B Sayısal Modelleme İle Benzetiimi <i>Numerical Modeling of B3 Support Type Tunnel and Simulation of Excavation Phases</i> G. Ertunç, B. Ünver, N.N. Sözak	453
Hattat Enerji Amasra-B Sahası Ana Kat Galerileri Hazırlık Çalışmaları, Uygulanan Tahkimat Yöntemi ve Aletsel Gözlemler <i>Main Roadway Developments, Applied Support Method and Instrumental Observations in Hattat Energy Amasra-B Field</i> F. Soyer, C. Ersoy, S. S. Şenkal, T. Onargan	465
Metro Tünel Hattı Yakınında Bina Yapımı Risklerinin Araştırılması <i>Investigation of Building Construction Risks Around Subway Tunnels</i> T. Onargan, C.O. Aksoy, K. Küçük	475
İstanbul Metrosu Unkapani-Taksim Arası Ceneviz Sur Bölgesi Destekleme İşleri Tünel ve Aç-Kapa Yapısı <i>Supporting of Tunnel and Cut and Cover Constructions in Istanbul Metro Ceneviz Sur Region between Unkapani and Taksim</i> E. Ü. Yıldırım, Ö. Yılmaz, C. Yıldırım, A. Varol, B. Kaya	487

Innovation in Tunnel Lining Design: The Composite Shell Lining <i>Tünel Segment Tasarımında Yenilikler: Kompozit Kabuk Kaplama</i> E. Saraiva, S. Seven	497
Çelik Tel Donatılı Püskürtme Beton <i>Steel Fiber Reinforced Shotcrete</i> İ.M. Yerlikaya	505
Penetration Properties of Innovative Ultra-fine Cements for Tunnel Construction <i>Tünel İnşaatları İçin Yeni Ultra-ince Çimentoların Penetrasyon Özellikleri</i> H. Ergin, H. Tekkeşin, S. Çimen	511
Yeraltı Açıklıklarının Sağlamlaştırılmasında Kullanılan Püskürtme Beton Standartları <i>A Compilation of Shotcrete Standards to Reinforce Underground Openings</i> E. Güçlü, H. Tunçdemir, O. Bayram	519
Planlama, Risk Analizi ve Yönetim, Emniyet ve Çevre, Havalandırma / Planning, Risk Analysis and Management, Safety and Environment, Ventilation	
The Role of MII Module on Niayesh Tunneling Project East Side <i>Niyayesh Projesinin Doğu Tarafında MII Modül'ün Rolü</i> S.B. Malekzadeh, K. Shahriar, S.H. Khoshrou	529
Monitoring Solutions for Risk Management during Construction of Underground Infrastructure <i>Yeraltı Yapılarında Risk Yönetimi için İzleme Çözümleri</i> N. Poitrineau	535
Tunnel Ventilation System Selection (TVSS) During Fire Emergency by Hierarchical Preference Voting System (HPVS) Case Study: Galaje Tunnel <i>Hiyerarşik Tercih Oylaması Sistemi ile Yangın Esnasında Tünel Havalandırma Sistemi Seçimi, Galaje Tüneli Örneği</i> B. Niknam, K. Shahriar, H. Madani	545
Tünel Kazılarındaki Risklerin Değerlendirilmesi <i>Assessment of the Risks in Tunnel Excavations</i> H. Eker, İ. Ocak	559
Deprem Bölgelerinde İnşa Edilecek Betonarme Sığ Tünelin Farklı Algoritmalarla Optimum Tasarımı <i>Optimum Design of Reinforced Concrete Shallow Tunnels in Earthquake Zones Using Various Algorithms</i> H.T. Öztürk, A. Durmuş	571
Kiltaşları İçindeki Kazı Hasar Bölgelerinin (KHB) Teorik olarak İncelenmesi <i>Theoretical Researches about the Assessment of Excavation Damaged Zones (FDZ) in Claystones</i> K. Yıldızdağ, H. Uytun	583
Yeraltı Kazılarında İş Sağlığı ve Güvenliği <i>Occupational Health and Safety in Underground Excavations</i> S. Şimşek, S. Akyıldız, U. Sayın	589
Yer Altı Yapılarının Yapımında Gözden Kaçan Hususlar <i>Missing Points in Construction of Underground Structures</i> E. Asiloğulları, A. Öner	595

Passive Fire Protection Applications in Marmaray Tunnels <i>Marmaray Tünelinde Yangından Pasif Koruma Uygulamaları</i> N. Demir, B. Çakar, A. Ramoğlu	601
Maden Uygulamaları / Mine Applications	
Underground Mining of Salt Stone – A Case Study on Qapiliq Mine, Iran <i>Kaya Tuzunun Yeraltı Madenciligi - Qapiliq Madeni Örneği</i> H. Bagloo, A. Jalili, H. Karimnia	611
Apply a Fuzzy VIKOR Technique and Datamine Software for Jajarm Bauxite Underground Mine, Iran. <i>Yeraltı Boşlukları ve Tüneller İçin RQMR Sınıflama Sisteminin Kaya Destek Tasarımına Uygulanması</i> A. Jalili, H. Bagloo, M. Rahmanpour	619
Efem Çukuru Altın Madeninde Kırıcı Odası ve Yüze Açılan Şaftın Kazı ve Desteklenmesi <i>Excavation and Support of the Crusher Chamber and the Shaft in "Efem Cukuru" Gold Mine</i> Ö. Yılmaz, H. Murat, İ. Atik	629
Efem Çukuru Altın Madeni Hazırlık Galerilerinin Kazı ve Desteklenmesi <i>Excavation and Support of Development Roadways in "Efem Cukuru" Gold Mine</i> Ö. Yılmaz, H. Murat, İ. Atik	635
Eti Bakır A.Ş. Küre Yeraltı İşletmesi'nde Kaya Bulonu Uygulamalarının Formasyon ve Delik Çapına Göre Dayanım Farklılıkları <i>Strength Differences of Hole Diameter and Formation on Rock Bolt Applications in Eti Bakır Küre Underground Co Ltd.</i> O. Çolak, M. Yılmaz	645
Eti Bakır A.Ş. (Cengiz Holding) Küre Yeraltı İşletmesi'nde Püskürtme Beton Uygulamalarında Çelik Fiber ve Plastik Fiberin Karşılaştırılması <i>Comparing Steel Fiber and Plastic Fiber in Shotcreting at EtiCopper Company (Cengiz Holding) Kure Underground Mine</i> A. Erol, O.S. Karabay, E. Başar, N. Sarı	649
Yazar Dizini / <i>Author Index</i>	651

MEKANİZE KAZI
MECHANICAL EXCAVATION

State of the Art and Current Design Approaches of Large Diameter TBM Technology

M. Herrenknecht, K. Bäßler
Herrenknecht AG, Schwanau, Germany

ABSTRACT The growing need for mobility demands for expansion of existing transport infrastructure or even the design of new transport systems to be able to meet the future demand of handling larger traffic and commuter volumes. This focuses not only on the long-term needs of traffic applications such as road, rail or metro projects but on utilities such as water and sewage systems. With focus on the current design of underground projects there is a visible trend of larger tunnel designs.

The paper focuses on the state of the art and current design approaches of large diameter tunnel boring machines that have been or are used to build mega projects with large diameters. Project histories will be reviewed and new projects starting will be discussed with adapted TBM technology, particular design and manufacturing challenges inherent to larger diameters, to handle the specific project demands.

1 INTRODUCTION

Shield tunnelling technology has captured the attention of the public sector during the last two decades as a good alternative to conventional tunneling methods in terms of safety, reliability and settlement control.

Today large tunnel profiles are already considered during the pre-design stage of underground structures. This to accommodate dual tracks or double-stack railtracks and road tunnels with triple lanes instead of double lanes or double-story road tunnels like the Socatop road tunnel in France that has two levels of traffic. Another innovative application is the combined use of a tunnel profile for both road and metro, like the Silberwald tunnel in Moscow or the multipurpose use of the Storm Water Road and management (road/water storage) Tunnel in Malaysia.

When one of the first largest TBMs (Mixshield Ø14.2 m) was delivered for the 4th Elbe Road tunnel in Hamburg, Germany in 1997, it was proved that safe handling was possible when tunneling using larger profiles. It took then another 8 years to exceed the 15 m-diameter limit when an EPB Shield (Ø15.2 m) was supplied for use in a three-lane, inner-city highway tunnel in Madrid followed by two 15.43 m-diameter Mixshields for river crossings near Shanghai. To date, the EPB Shield that started tunnelling in August 2011 on the Galleria Sparvo highway tunnel in Italy has been the biggest machine with an excavation diameter of 15.62 m.

This publication focuses on the state of the art and current design approaches in large-diameter TBM technology and the feasibility of successful large-diameter TBM operations with outstanding examples of applied technical engineering.

2 4TH TUBE ELBE RIVER TUNNEL (1997)

In Hamburg a 2.6 km long road tunnel was built using mechanized tunneling technology, (Fig. 1). The main reason for choosing this construction method was to ensure that there was no disruption to the river traffic. The tunnel was built to relieve the congested traffic through the existing three parallel Elbe River Tunnels with a total of 6 lanes and to prepare for the future growth in traffic volumes in Hamburg.

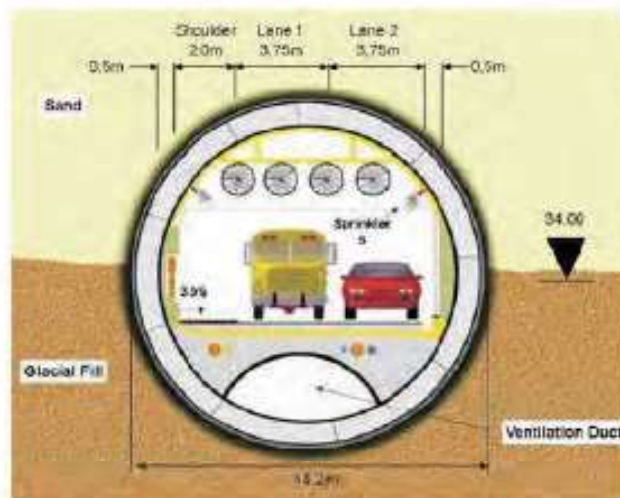


Figure 1. Tunnel profile 4th Elbe Tunnel

A Mixshield was used because of the demanding geological conditions comprising glacial layers including sand, marl, clay, stones up to boulder size and debris fields, as well as the technical challenges with high water pressures of 4.2 bar in the midstream section of the river and shallow cover of approx. 7 m. A shield with a liquid-supported tunnel face was chosen because this machine type provides good face support and responds more rapidly to changes in working pressures and provides greater control over settlement. This was particularly important in the northern section of the tunnel drive, where the machine passed beneath a residential area. A Mixshield was seen as more suitable than an EPB Shield to cope with mixed-face geology rapidly changing to full face clay or sand mixture with the probability of encountering boulders up to 2 m in diameter.

The Mixshield had a diameter of 14.2 m. The large profile was required to integrate two traffic lanes and a hard shoulder. The machine was at that time the largest shield ever manufactured. It was equipped with major technical innovations which have proven necessary for the completion of such a demanding project. The machine was equipped with an innovative seismic prediction system providing the machine operators with advance warning in case of possible boulder occurrence or any major changes in the geology ahead of the shield. The machine was also designed with forward-facing ports around the shield to probe drill the ground 20-25 m ahead of the shield, with the option of also using these ports to inject grout in front of the shield for ground stabilization. One technical feature that was used for the first time with the Mixshield for Hamburg was the ability to change cutters from within accessible main spokes of the cutting wheel at atmospheric pressure without lowering the suspension level in the chamber. The main spokes are sealed against the water pressure. The tools can be changed from within cutting wheel spokes by means of a special housing and powered closure gate. This feature was proved to be invaluable throughout the duration of the tunnel drive due to very abrasive soil conditions. Man entry into the spokes in free air and sealed from the groundwater pressure outside was more frequent than had been expected. This technology offers a much safer working environment for changing cutting tools and also achieves a reduction in then time necessary to change the cutters compared to working in the actual face/excavation chamber under compressed air, especially in the case of higher hydrostatic pressures where saturation diving techniques might be necessary.

After completing the tunnel drive, the TBM was transported back to the manufacturer in Germany where it was refurbished and fitted with a new cutting wheel adapted to the subsurface conditions of its next application. The machine was then sent to Moscow to excavate and line the Lefortovo road tunnel. The 14.2 m-diameter Mixshield was then

used for the construction of two parallel tunnels of 1.5 km each for the Silberwald road/metro project and finally for the Zaryzino road tunnel. The Silberwald "transport" tunnel is already in operation as a combined traffic tunnel arranged with 3 lanes of road traffic on the upper level and trains from the Stoguinsko-Mitinskaya metro line on the lower level, (Fig. 2).



Figure 2. Tunnel profile Silberwald combined road/metro traffic tunnel

3 A86 EAST TUNNEL - SOCATOP, (1998)

The tunnel application in France for the A86 West project in Paris with two tunnels, the East and West tunnels, involved an interesting design of tunnel usage for the East tunnel. This tunnel is exclusively for light vehicles with 2 m clearance height and features two road decks each with three lanes. Each level is independent of the other, watertight and with individual air ventilation systems.

The two-story 10.1 km-long motorway tunnel was excavated by using a multi-mode Mixshield with an excavation diameter of 11.56 m. The tunnel goes through heterogeneous soil conditions. About 60% of the subsurface soil conditions were ideal for the utilization of an EPB Shield with earth pressure or compressed air support and about 40% demanded slurry-supported tunnel face as an optimum solution. The fact that different machine types could be applied for long stretches was the decisive factor in using a machine that could be converted inside the tunnel from open mode to closed slurry mode

to EPB mode and vice versa. With this capability the machine can be used in extremely heterogeneous soils with different material transport systems. The design of the cutting wheel and excavation chamber does not require any compromises between the operation modes. Conversion between the operating modes was carried out in the tunnel. The machine and back-up system were equipped with different specific systems for tunnel face support and transport of excavated material. In slurry mode the equipment included a jaw crusher in front of the suction grid, a rake, slurry pumps, bentonite nozzles, pipes and the typical Mixshield submerged wall/bulkhead units. In EPB mode the equipment is composed of a screw conveyor and a machine belt. Additional equipment was also required for the closure of the submerged wall or bulkhead opening and for the extension/retraction of individual components. For the large diameter multi-mode Mixshield both muck removal systems could be arranged in parallel in the invert area of the excavation chamber with few minor functional compromises, (Fig. 3).



Figure 3. Multi-mode Mixshield Ø11.56 m, slurry mode (left) and EPB mode (right)

Although the Socatop project has remained one of a kind to this day, it showed conclusively that a complex combination of different technologies can make sense if the project circumstances are right.

4 LARGE DIAMETER EPB SHIELD (15.2 M) FOR MADRID (2005)

The M30 highway tunnel project was part of a major urban renewal project to provide a solution for the previous heavy traffic congestion and high accident rates, noise pollution and the environmental impact on residential areas caused by the existing M30

motorway that was constructed during the 1960s and 1980s (Fig. 4). A twin tube tunnel with a length of 3.6 km carrying three lanes of traffic was constructed to take both cars and heavy goods vehicles. The dimensions for three lanes, hard shoulder and walkways required an internal diameter of 13.45 m. The circular profile also allows for two emergency lanes below the road deck as well as ventilation and other utilities.



Figure 4. Tunnel cross section M30 Madrid

The subsurface conditions in Madrid are well suited to EPB technology which was already well proven thanks to several completed metro tunnelling projects in the capital of Spain. Based on experience, the client specified the use of two EPBs which - at more than 15 m in diameter - were at that time the biggest machines in the world. The M30 project, in which the Herrenknecht EPB Shield had an excavation diameter of 15.2m shows that a diameter limit had not yet been reached. It was overtaken in diameter by the Shanghai machines with 15.43 m-diameter and the 15.61 m-diameter TBM for Galleria Sparvo. Both projects will be cited, too, within this paper.

Two EPB Shields with very different design concepts were supplied by Herrenknecht and Mitsubishi. The 15.2 m-diameter EPB shield of Herrenknecht excavated and lined the north tunnel of the south bypass on Madrid's highway M30.

The tunnel alignment leads through a densely populated area and crosses beneath several structures like metro lines, rail tracks, often with minimal cover.

With a diameter of 15.2 m and a torque of 125,000 kNm the EPB shield broke all dimensions achieved to date in the mechanized shield tunnelling market. The

cutting wheel design had a double cutting wheel design to improve the excavation process and soil conditioning. The material excavation in the outer and inner area of the tunnel face could mainly be carried out at an optimized cutting tool speed.

The design of the outer cutting wheel area facilitated the arrangement of various cutter positions, which is normally not possible at all in the inner area, as a favorable opening ratio must be maintained. A great difference in the cutter penetration depth between the outer and the inner area can be avoided by a higher rotational speed in the inner area, which has also the effect of reducing wear on the cutting tools, (Fig. 5).



Figure 5. Double cutting wheel design

The Herrenknecht TBM was manufactured within 12 months and started boring in November 2005, completing 3.6 km of tunnel in just 8 months with average performances from the start of tunnel boring of almost 100m per week. The Mitsubishi machine was manufactured within 17 months and showed a similarly outstanding performance.

5 15.43 M-DIAMETER MIXSHIELDS FOR RIVER CROSSING IN SHANGHAI (2006)

In 2006 the largest Mixshields with diameters of 15.43 m started tunnelling on the Changjiang under River Tunnel project in Shanghai. Two parallel 7.47 km long three-lane highway tunnels were excavated at

depths down to 65 meters connecting the Changxing River Island with the mainland of Pudong/Shanghai. An innovative feature on the largest Mixshields was the accessible cutting wheel (first used on the 4th Elbe Tunnel Hamburg) that allowed the process of cutting tool replacement in free air. The cutting wheel was designed with six accessible main spokes and was sealed against the water pressure of 6.5 bar, (Fig. 6).



Figure 6. Accessible cutting wheel spokes in free air for tool changes

A measure against possible clogging in the clayey formations with shell debris was to equip the center area of the cutting wheel with its own slurry circuit. Large openings in the cutting wheel guaranteed an optimized material flow and reduced the risk of material blockages in the center. Another installation was the state-of-the-art wear detection system. Reliable information about the condition of soft ground tools and buckets, especially in the loaded outer area of the cutting wheel can be gained. Two buckets and eight soft ground tools were equipped with an electronic wear detection system. Online data on the state of the selected cutting tools enabled an early warning of possible wear to be issued to the TBM staff. This had the advantage of allowing better maintenance planning and an optimization of the service life of tools, thus minimizing costly chamber interventions under compressed air.

Both machines performed at up to 142 meters per week and completed tunnelling 10 and 12 months earlier than scheduled.

Outstanding pioneering references such as Shanghai (Mixshield Ø15.43 m) and M30 Madrid (EPB-Shield Ø15.20 m) support the feasibility of the construction of very large tunnels and compliance with the project schedule. The performances that have been achieved by the current largest tunnel boring machines also include an excellent logistical concept which provides a good basis for administrative authorities, project owners and contractors regarding the feasibility, reliability, safety and speed of upcoming large diameter projects.

6 15.62 M-DIAMETER EPB SHIELD FOR GALLERIA SPARVO TUNNEL (2011)

Today the largest machine to operate has a diameter of 15.62 m. The large diameter EPB shield started tunnelling in 2011 and excavated two parallel 3-lane road tunnels of 2.5 km each. The tunnels are part of the A1 highway extension between Bologna and Florence.

The EPB Shield was designed to cope with the predicted geology consisting mainly of clay, argillite, sandstone and limestone which is highly fractured in parts. Rock clasts in a fine grained matrix or soil intercalations in hard rock and also mixed face conditions were predicted during tunnelling. Apart from the large diameter, the specific project conditions were complicated by the presence of methane gas within the rock mass. The machine was specially equipped to deal with this condition and to prevent gas explosions. Worker safety had to be guaranteed as well as normal construction work processes.

During advance, the excavation chamber was always completely filled preventing an inflow of material in the working chamber in case of instable face conditions, but this also prevented the possible formation of a combustion chamber due to potential gas presence in the rock mass. The main TBM design set out to counteract the prevailing risk of gases and thus eliminate the risk of

explosion. Therefore the design provided a double-shelled enclosure for the back-up conveyor belt starting at the screw conveyor discharge gate to the transverse conveyor belt on the back-up with permanent ventilation inside and outside of this system (Fig. 7). Inside the encapsulated double-shell an overpressure was present which, in the case of gas presence, avoided a leakage out of the channel. The transfer belt conveyor and the loading chute to the tunnel belt were not covered so that this area was fully equipped with explosion-proof equipment and the air quality and tightness of the system were permanently monitored. This together with the constant monitoring of the chamber and the fact that the chamber was always full allowed a controlled excavation process even in sections with potential gas presence.



Figure 7. Interface – material handling from the screw conveyor to encapsulated conveyor belt

The machine was able to exceed the performance rates that were guaranteed in the contract on the first 2.5 km drive. The machine had its breakthrough in the first tunnel on July 27, 2012 with performances of 24 meters per day. The EPB Shield was then moved and turned around to start tunnelling in the opposite direction.

7 CONCLUSIONS

The projects cited show the successful large-diameter TBM applications and the feasibility of tunneling even in complex conditions with large diameters.

The large diameter TBM technology is driven by more stringent demands on project conditions and also by the innovative ideas of clients and planners for a more advanced and future-oriented design of multiple tunnel usage. The implementation of large diameter TBMs exceeding the 14 m-diameter range not only requires safe tunnel face support, but also further assessments of the weights of machine components, increased segment loads (transport issues) and the overall logistics to and from the jobsite.

Demand on TBM design is also influenced by the jobsite location, accessibility of the site, access routes, crane and power capacities, etc. which also have an effect on the performance of TBM assembly, tunnelling and the overall project schedule. The projects were all realized in demanding local geology with high hydrostatic pressures and long tunnel drives which demanded an innovative concept for safe accessibility to the working or excavation chamber for tool change procedures.

The great efforts made during the design of the machines by both the TBM manufacturer and the contractor to achieve a well thought-out concept for all workplaces and material handling systems and logistics paid off and resulted in successful, safe and reliable tunnelling operations and this in adherence to the project schedule, which was shown in the successful completion of the projects described above.

REFERENCES

- Herrenknecht, M., Bäßler, K., 2013. Tunnelling experiences of the largest EPB Shield to date for the Galleria Sparvo highway tunnel, *World Tunnel Congress*, Geneva, pp. 1219-1226.

The Sparvo Project: Innovative Technological Applications Using the World's Largest EPB-TBM

J. Classen, L.Scolavino, C. Acquista, G. Comin, A. Di Cara, M. Pepino
TOTO Costruzioni Generali, "Variante di Valico" A1 Milan-Naples (Sasso Marconi – Barberino di Mugello, Italy)

ABSTRACT The Sparvo tunnel is part of "Variante di Valico" highway project, between Bologna and Florence in Italy. This contract was acquired by TOTO Costruzioni Generali S.p.A for 190 Mio€. Here a mechanized method was applied by using the world's largest TBM called "Martina", supplied by German manufacturer Herrenknecht, with an exceptional diameter of 15.62 m.

TOTO Costruzioni Generali has addressed this technical challenge purchasing the state-of-the-art TBM (approx. 65 Mio€) and gathering leading experts in the TBM field considering that the excavation was in a complex and heterogeneous rock mass with high concentration of methane gas. The boring time of the North tunnel (2400 m) amounted to 11 months. Using an innovative system conceived by TOTO, designed and realized by Palmieri S.p.A, the TBM was moved and turned 180° in "huge modules" in 15 days and reinserted into the South portal in order to start the excavation of the South tunnel (2600 m), this last required only 8 months.

The Sparvo tunnel was completed on July 24, 2013 with the breakthrough of South tube confirming high advance performances and quality standards regarding excavation, segment lining and workers safety.

1 SPARVO PROJECT OVERVIEW

Sparvo Tunnel belongs to "Variante di Valico" project, a new 65km highway link between Sasso Marconi e Barberino di Mugello designed to renew the existing A1 route, the most important one in Italy.

The renovation project is divided into 13 lots and, because its complexity, Sparvo tunnel overall represents the main work. It's composed by a 2.5km twin tunnel excavated inside a complex geological context, characterized by the presence of a series of landslides, some of these active and regionally important, called "Grande frana di Sparvo".

From a geological point of view, Sparvo tunnel was excavated inside a heterogeneous rock mass:

- "Argille a Palombini"(APA), clays characterized by a squeezing behavior, especially with an overburden over 50 meters;
- "Arenarie dello Scabiazza"(SCB), sandstones and claystones with bedding of marls and clays;
- "Brecce Argillose Poligeniche"(BAP), high fractured clays and claystones;
- "Formazione di Monteverere"(MOV): limestones and high fractured marls;
- "Trovanti Ofiolitici" (OFI): ophiolitic boulders inside a clay matrix characterized by a high compressive strength (over 300MPa) and high abrasivity.

Moreover, the boring operations were affected by the presence of methane gas

(grisou), naturally trapped inside the rock mass.

Following a careful assessment of all these complex issues, the main contractor TOTO decided to change the excavation technique from conventional to mechanize. The choice of a tunnel boring machine contributes to increase workers safety during excavation and ring building, to industrialize the process and, overall, to reduce the execution time (2 years less in comparison with conventional excavation).

All preliminary works at the Sparvo site, like access portals (Bologna and Florence sides), were realized with the aim to excavate in traditional way starting from a front diaphragm wall composed of steel reinforced piles, anchor bolts and load distribution beams. Their removals were needed to start the excavation with the TBM. Besides it was necessary to build up the concrete cradle for its assembly (Fig. 1).

On March 2010 the manufacturing of the biggest TBM Earth Pressure Balance type was committed by TOTO to Herrenknecht AG. The TBM, called "Martina", is an EPB shield with an exceptional diameter of 15.615m that has yet assured the realization of the final lining of the new highway (three lanes 3.75 wide).

Both tunnels, North and South, have a total lengths of 2430m and 2600m respectively; the inclination is 2.6% and the minimum radius is 1400m. The internal diameter of the concrete lining, equivalent to the final shape of the tunnel, is 13.6m.

Martina was manufactured and pre-assembled in Schwanau (Germany) where the main factory of Herrenknecht AG is located. After workshop acceptance the TBM was

divided into 260 packages and transported to Sparvo jobsite located near Pian del Voglio (Bologna, Italy). Some packages (30 items), including main drive, cutting head (central part and its segments) and screw conveyor, were delivered by barge from Kehl to Rotterdam port (Fig. 2 route 2) along Rhine river and from Rotterdam to Ravenna by cargo ship (Fig. 2, route 3).

After arriving in Ravenna port, main packages came to Sparvo site driving along the highway using a special multi-axis truck, in order to assure an uniform distribution of the load on each road paving.

Site assembling operations started on March 2011 and were completed in July thanks to the painstaking work of 150 technicians from both TOTO and Herrenknecht.



Figure 1. Assembly of the cutting head



Figure 2. Transport plan of the main packages

2 TECHNICAL CHARACTERISTICS AND WORKING PHASES

TBM EPB S-574 "Martina" is composed of a conical shield 12.2 m long, and four back-up gantries where all mechanical-electric-hydraulically components are installed. Total length of the machine is 130 m with a total weight of approximately 4500to, 3000to being represented by the shield and cutting head alone, and the remaining weight for gantries. (Tab. 1).

The TBM is equipped with 72 disc cutters (hard rock tools) and 216 scrapers (soil tools) due to the heterogeneous lithology along the Sparvo tunnel alignment. It's of utmost importance to underline an extreme geological variability even different meter by meter. Cutting tool wear management implies a good schedule of the cutter head maintenance based on an accurate daily advance parameters analysis. Standstill chain ages are preliminary defined with the aim to identify a section with stable face and low methane gas concentration in order to perform each operation with norm baric conditions assuring complete safety of workers. During the excavation of the extremely abrasive ophiolite zone maintenance intervals were approximately 300 m while being extended to 800 m when the sandstone and clay stone formations were encountered. A total of ten cutter-head interventions were done and more than 300

disc cutters were replaced in the excavation of the two tunnels of the Sparvo project.

The TBM is powered by two lines of medium voltage 30 kV and 15 kV respectively and the installed power is 16,800 kW. More than 2/3 of the installed power, equal to 12,000 kW, supplies the 12 three-phases motors required for the hydraulic actuation of the cutting wheel. Due to ensure this power at the TBM, a provisory link connected directly with the high voltage line of the Italian high speed railway network with a voltage of 132 kV was established and some laying of foundations of the pylons was performed using helicopters due to the limited access of some areas. On the job site a transformer station 132/30 kV was installed. The energy consumption of the TBM necessary for the excavation has exceeded 25,000,000 kWh.

In the control cabin, an operator controlled the TBM checking and changing the main parameters of the excavation as the penetration, the rotation speed of the cutting wheel, the pressure of the groups of the cylinder thrust, the quantity of material extracted by the screw conveyor and the quantity of foam and/or water necessary to the conditioning of the muck. The advance time of a TBM depends mainly on the lithology of the rock mass excavated; in the Sparvo Tunnel the time necessary to excavate 2 m in length with a section of 191.4m² ranged from 50 min in clay to 90 min in ophiolite with an average value of 80 min.

Table 1. TBM technical characteristics

Cutting wheel	Gear boxes N°	[-]	50
	Nominal torque	[MNm]	94.8
	Break out torque	[MNm]	125.3
	Rotational speed	[rpm]	0 – 2.16
	Max. working pressure	[bar]	320
Thrust cylinders	Thrust cylinders N°	[-]	57
	Max. thrust (standard condition)	[kN – bar]	315000 – 400
	Break out thrust	[kN – bar]	400000 - 500
Screw conveyor	Gear boxes N°	[-]	4
	Length	[m]	22.7
	Internal diameter	[mm]	1600
	Maximum flow	[t/h]	1990

Each stroke of the TBM "Martina" is realized by 57 thrust cylinders with an available total maximum force of 320 MN (with an oil pressure in the cylinder of 400 bar) while the cutting wheel rotation is assured by a hydraulic drive consisting of 12 electric motors, 24 hydraulic pumps and 50 gearboxes which ensure a nominal torque of 95 MNm and a breakout torque of 125 MNm. For the conditioning of the 380 m³ of muck excavated in each advance, 19 foam and 6 water injection lines were installed within the cutting wheel and the excavation chamber, injecting 115 m³ of water and 1400 l of foaming agent. The screw conveyor with a length of 22.7 m and an internal diameter of 1.6 m was equipped with 4 gearboxes with a total installed power of 2000 kW, to assure a maximum rotational speed of 22.5 rpm and a torque of 693 kNm. During each advance of 2m, it extracted 1000 tons of conditioned material. Using the screw conveyor the pre-defined earth pressure, which varied from 1,5 to 3,0bar in the crown, was controlled and maintained throughout the advance.

The time required for the ring build phase in the Sparvo tunnel was 45 min, the erector operators installing the 10 segments of a ring in a safe way covered by the shield structure, using a special joystick which moved the thrust cylinders and the movement of the erector. Lifting and handling of segments was done by a vacuum system of the erector plate. The cycle of excavation and ring build of 2m of tunnel has ranged from 110 min to 130 min.

The annular void between the precast segments and the excavated section, due to the overcut of the cutting wheel and the conic shape of the shield, was constantly filled during the advance of the machine, injecting a bi-component mixture composed by basic grout and an activator component. The mixture was injected through 12 lines incorporated in the tail skin structure, and evenly distributed over the circumference of the shield. The theoretical volume of the annular void was 30 m³ per advance. Due to the squeezing behavior of the clay (where the

radial convergences were estimated to be 5-6 cm), the injected volume of the bi-component ranged from 22 to 30m³. The quantity of the bi-component injected in the two tunnels was more than 70,000m³. The gap between the ring extrados and the intrados of the tail skin was sealed using 3 rows of brass brushes and an additional row of metal plates. The volumes between the rows were constantly filled with a special grease in order to maintain a counter pressure which ensured the seal.

The continuous conveyor belt system adopted to handle the muck from the screw conveyor to the area of chemical characterization and temporary storage consisted of various conveyors with a total length of 7 km, able to transport 2000 t/h of muck. The excavated material, conditioned during the excavation with biodegradable foaming agent, needed a physical-chemical characterization that was done in the temporary storage area on the jobsite. This area had a surface of more than 22,000m² and was able to stock a volume of 112,000m³. The total volume extracted from the Sparvo Tunnels is more than 1,500,000m³.

3 DATA EVALUATION AND MONITORING

All the parameters of the TBM are managed and controlled by an internal PLC system. The huge quantity of data, derived by more than 1000 sensors installed inside the TBM, was stored and managed by a custom made software, developed by TOTO engineers, directly connected to the TBM PLC.

The "Tunnelling Analysis System" (TAS) is based on an external database where all the information of the TBM status are stored. (Fig. 3). In this way TAS permits the evaluation of the status of each component of the machine and its interaction with the ground during the advancing operation, ringbuild and standstill in real time. Moreover in this way was possible to analyze a previous condition of each sensor in every moment.



Figure 3. Screenshot of TAS software

TAS is composed of a series of modules developed with the aim to manage the TBM and all related components in the best way:

- *TBM data evaluation* - creation of customized charts of each recorded parameter;
- *Real time monitoring* – visualization of the most important parameter during the operation of the machine;
- *Maintenance management* – possibility to relate each standstill of the TBM with its maintenance in order to identify and minimize the weak spots;
- *Note of rings* – possibility to take notes of the segments installation;
- *Consumptions analysis* – recording of the TBM consumption of energy, backfilling, water, sealing grease and extracted muck.
- *Cutting tool maintenance* – managing of the change rate of cutting tools to allow to forecast its wear, related to its usage time, and for planning the standstill time for its replacement.

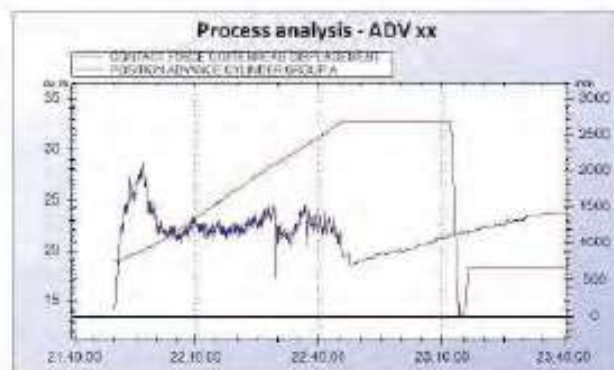


Figure 4. Example of data evaluation

An example of the usefulness of this analyzing system could be the evaluation of the squeezing behavior of the soil during the standstill. The increase of the cutting head contact force during a standstill, like the ring build stage, is a common parameter of control. Figure 4 above shows the contact force (the blue line) related to the extension of the thrust cylinder (red line). At the end of the advance stage, corresponding to the maximum value reached by the red line, the contact force increased during the ring build stage under the action of the soil against the cutting head from about 750kN to 1500kN.

Another application of the data evaluation module could be the analysis of the TBM behavior during a defined number of cycles to evaluate, for example, a geological transition.

TAS includes a specific module to automatically alert, with email messages, when a parameter overcomes a predefined value. This utility is very usefulness for example to control the pressure inside the excavation chamber, the condition of the wear sensors in the cutting head, or again to control the behavior of each component of the machine.

Finally the software is equipped with a complete reporting module. The system automatically sends reports at the end of every advance stage and every complete excavation cycle with general information regarding main parameters.

4 “MARTINA’S” 180° TURN

At the end of the excavation of the North tunnel, direction Florence versus Bologna, the TBM “Martina” was moved and turned 180° in order to be inserted into the start portal of the second tunnel, direction Florence versus Bologna using an innovative system instead of being disassembled and reassembled: these traditional operations usually require some months. The innovative system used in the Sparvo Tunnel Project is a technical solution conceived by TOTO Costruzioni Generali, designed and realized by Palmieri S.p.A. It consists of 10 special connectable steel cradles with dimensions of 2.5 m x 5 m each, equipped with 8 special air cushions (Airmover) with a diameter of 1.2 m produced by AERO-CASTER. The max working pressure of each cushion is 4.2 bar, which corresponds to a 43.5 ton lifting capacity of each module. The air cushions create an air layer of approx. 1mm thickness, enough to overcome the friction between the sliding surface and the cradles in which they are mounted: using this principle, the shield and cutting head (3000 ton) and each single gantry of the biggest TBM in the world were moved and translated using two loaded dumpers and some forklift to control the drift. The air cushion system required a special sliding surface that was designed and realized by TOTO. The 2000m² of sliding surface was a combination of a concrete slab 1 m thick and a welded steel plate’s floor.



Figure 5. U-Turn of the shield

When the sliding surface was done, and the hydraulic and electrical connections between the shield structure and the backup gantries were disconnected, the U-turn of the TBM started (Fig. 5). In first phase of the TBM U-turn operation the 10 cradles were assembled in the “shield configuration”: a single structure with dimension of 10 m x 12.5 m.

All the air cushions were activated at the maximum working pressure supplied by 6 Atlas Copco air compressor, resulting in a lifting capacity of the 80 cushions of more than 3,200 ton, enough to lift and move the shield. After the U-Turn of the shield, the cradles were assembled in a different configuration, using special steel bars in order to move the 4 gantries of the TBM that are lighter (gantry1 550 ton, gantry2 360 ton and gantry3 180 ton, gantry4 28t) but longer than the shield. (Fig. 6).



Figure 6. U-turn of gantry one

The U-turn operation of the TBM in “huge modules”, applied for the first time in the world at the Sparvo Tunnel, was completed successfully in 15 days without any damage to the cushions or the TBM; in any case, during design of the cradles by Palmieri Group a special system was conceived to change the cushions in case of failure, pulling out the cradle with the damaged cushion damaged even if the equipment to move and rotate was already placed on the cradles.

5 PRECAST LINING SEGMENTS

The final segmental lining of the Sparvo Tunnel is composed of nine elements plus a key stone forming a universal ring with

flexible position of the key stone., The ring is 70cm thick and 2m long. The weight of each segment is over 16.5ton, while the key segment weighs 8tons, resulting in a total weight of a complete ring of over 157 tons.

The structural stability of the segments during the ring build stage is assured by connecting the longitudinal and bolting the radial joints. The longitudinal connection between each segment and the previous assembled ring is achieved with the bi-block system; each segment is connected with two steel pins on each side, while the key stone needs one on each side. The radial connection is assured by a couple of steel bolts that connects two consecutive segments.

Due to the variability of geomechanical and geological conditions of the Sparvo Tunnel, two different types of segments, in terms of concrete strength and steel reinforcement were needed. The first type, more heavy, had a concrete cubic strength equal to 50MPa and a reinforcement ratio of 110 kg/m³ of concrete. This configuration was used in the APA formation where higher loads were expected. The second configuration type was less heavy and had a concrete cubic strength equal to 45MPa with a steel reinforcement ratio of 90kg/m³ of concrete.

The lining segment plant, designed, realized and managed by TOTO, was located 2km from southern portal of the Sparvo Tunnel in a 6000m² wide area. TOTO has performed the entire production process with 93 employees in order to ensure an average daily production of 90 segments.

Despite to the high initial cost, in order to ensure this daily production values and fulfill the needs of "Martina", a carousel system was designed and realized, composed by four groups of ten moulds (Fig. 7). The production started with the assembly of the steel reinforcement cage. The reinforcement is later placed inside a mould in the first position of the carousel system that is divided into eight stages:

- 1st stage – installation of steel reinforcement cage
- 2nd stage – general check, mould tightening and lateral closing

- 3rd stage – concrete casting stage
- 4th stage – complete closing of the mould
- 5th stage – thermal cycle inside the steam oven
- 6th stage – segment de-moulding with a vacuum system grabs
- 7th stage – cleaning and disarming
- 8th stage – dimensional check of the mould with a micrometer rod.

The thermal cycle inside the steam oven is divided in thermal steps from 25°C to a maximum of 60°C.



Figure 7. The carousel system

Each segment must be kept inside the oven for nine hours. At the end of the cycle the segments were removed from the mould and temporarily placed inside the plant for 24 hours, before being equipped with the sealing gaskets (EPDM) and stocked in a 20'000m² wide area outside the plant. The transport of a complete ring (ten segments) to the TBM for its installation was performed by a special vehicle. The Multi Service Vehicle (MSV) is a particular multi axis truck assembled in ATEX configuration able to carry the weight of a complete ring (157 ton), (Fig. 8).



Figure 8. MSV used for Sparvo Project

6 TBM AND METHANE GAS

A further challenge, affecting the TBM advance along the entire alignment, was a high presence of methane gas. The TBM equipment had to be partly explosion proof, and adequate procedures were applied following detailed studies in order to ensure a complete safety of workers inside the tunnel during each operating phase.

On the basis of risk assessment, the TBM was subdivided into three hazard zones A, B and C. The TBM is completely equipped with ATEX (anti-explosion) devices except for zone A where the sealed conveyor belt channel prevents any direct contact between muck on the belt conveyor and fresh air flow along the tunnel. Methane sensors are installed in each area, and all concentrations are measured and monitored in real time using integrated software in order to manage all possible hazard situations, comparing thresholds with measured values. Hazard situations are managed through power supply shutdowns in different configurations, depending on which area is contaminated by a gas concentration exceeding set limits (Fig. 9). Regarding ventilation, the TBM is fitted with two ventilation ducts which supply fresh air inside the tunnel (directly in the shield area zone A and then till zone C) and inside the belt channel respectively, in order to lower the gas concentration by adjusting the air flow.

6.1 Hazardous Areas and Shutdowns

It's necessary to specify that in gassy grounds the excavation chamber and screw conveyor were constantly filled during the advance

process in order to limit the presence of empty volumes with potentially high concentration of methane gas and so prevent the risk of explosions (CLOSE MODE configuration). The TBM is subdivided into 3 hazardous zones:

- **ZONE A:** from the bulkhead to approximately 5 m before the end of the belt conveyor channel; in this area gas thresholds set into PLC were extremely strict and did not allow any concentration higher than 0,35 %vol. because all equipment mounted inside the shield and on gantries 1 and 2 had a standard power supply. This electrical configuration was possible because the gas-containing muck from the screw conveyor was dumped in a sealed environment onto a belt conveyor placed inside a pressurized double-layer channel to avoid a direct contact between contaminated air inside the channel and fresh/clean air in zone A. If gas concentration in Zone A exceeded 0,15 %vol. the excavation was stopped to flush the air. When gas concentration exceeded 0,35 %vol. the 30 kV line was deactivated, resulting in a complete shutdown of the TBM;
- **ZONE B (belt conveyor channel):** from the screw conveyor chute to 5 m before the end of the belt conveyor channel; in this area, due to the enclosed confinement higher gas concentrations are allowable during excavation. Here if gas concentration exceeds 3,0 %vol. (yellow alarm, warning signal) the advance phase is stopped for flushing, while if it exceeds 3,5 %vol. (red alarm, evacuation signal), the 30 kV line and all components inside zone B are deactivated. During the advance phase, all gas measurements can be checked in the control cabin in order to regulate the air flow injected into the belt conveyor channel, which can be as high as 40m³/s. Other methods to limit the gas concentration include the management of the opening rate of the discharge gates installed at the end of the screw conveyor, and regulation of the cutting wheel cleaning hose (open/close) as direct link between the excavation chamber and the belt channel.

- **ZONE C** (class 2 tunnel according to "Firedamp 3rd edition"): from 5 m before the end of the belt conveyor channel to the portal; in this area a higher gas concentration is allowable during excavation. Here if gas concentration exceeds 0,70 %vol. (yellow alarm, warning signal) the advance phase is stopped; while if it overcomes 1,0 %vol. (red alarm, evacuation signal) the 30 kV line is deactivated.

Zones B and C, unlike zone A, even have a blue alarm set on a thresholds of 0,35 and 0,30 %vol. respectively; in this case gas is detected but its concentration is not critical. In addition if gas concentration is higher than 3,5 % inside zones A and C, also the 15 kV line will be deactivated.

The TBM is supplied by two separate cables 15 kV and 30 kV directly connected to an external transformer substation converting 132 kV (high voltage line) to 30/15 kV (medium/low voltage ones):

- 30 kV line supplies 30 kV connected to transformers 1 to 6 and here it's converted to 690 V or 400 V required by main components as three-phase asynchronous electric motor (cutting wheel and screw conveyor drive);
- 15 kV line supplies the explosion-proof IM2 cabinet on the TBM, in case of gas concentration upper than red alarm this line supplies lighting, emergency lighting, probe drilling and erector emergency pump (this last to assure the completion of segment erection if release happens during ring building phase).

For better understanding Figure 9 illustrates all shutdowns as described:

- SD1: 30 kV line is deactivated;
- SD2: 15 kV line is deactivated;
- SD. Zone B: ATEX components inside the belt channel are deactivated;
- Ex. Stop: main drive is stopped, screw conveyor is stopped, screw conveyor discharge gate is closing, belt conveyor is stopped and thrust cylinder pumps are stopped.



Figure 9. Threshold levels according to methane gas concentration detected

The maximum allowed advance speed of the TBM depends on the methane concentration measured inside the belt conveyor channel (see Fig. 10). The PLC of the TBM will constantly compare the advance speed with information received by two methane sensors inside the belt channel. All personnel inside the pilot cabin can monitored gas concentrations on each area of the TBM through a screen as shown in Figure 11. If the actual speed of the TBM overcomes the speed allowed at the actual gas concentration, the advance stops immediately and automatically. Neither SD1 nor SD2 will be activated, but the cutting wheel pumps, screw conveyors pumps, belt conveyor will stop and screw conveyor discharge gates will close.

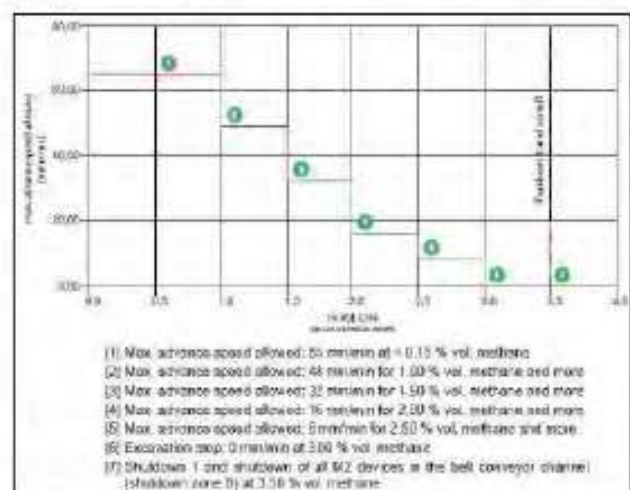


Figure 10. Advance speed vs. methane gas concentration

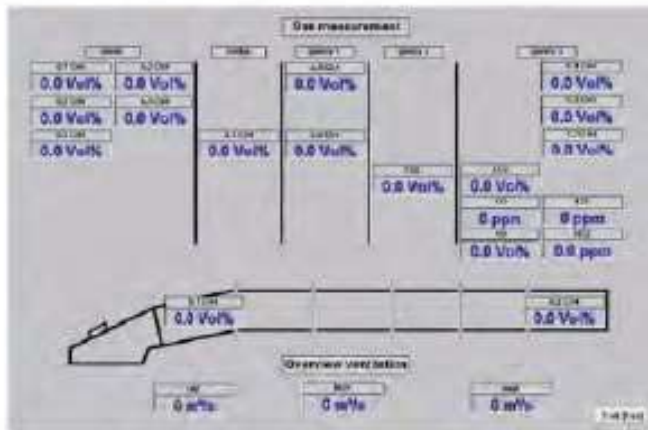


Figure 11. Screen of gas monitoring system inside the pilot cabin

6.2 Ventilation (in the Tunnel and Inside the Belt Channel)

To ensure the correct amount of fresh air in all working areas, the TBM is equipped with a redundant double ventilation system.

Two incoming and independent ventilation ducts, each fed by its own electric fans installed at the portal, distribute fresh air flow inside the TBM. Based on the geometry of the tunnel, the ventilation system has been designed to ensure an air speed along the tunnel higher than 0,5 m/s during all advance phase.

The ventilation system of the TBM, consisting of the two independent lines installed on the left and the right side of the back-up system, has been designed to supply each zone with the air volume required to reduce the probability of formation of potential hazardous atmospheres and to ensure a continuous air renewal. The left-hand ventilation duct (seen in the direction of advance) ensures an adequate ventilation in the shield area and the front end of the gantry 1 and then along the tunnel (45 mc/s as maximum air flow). The right-hand ventilation duct is split on gantry 1 into three different flows leading to the belt conveyor channel, excavation chamber and shield.

Ventilation in zone A: in addition to the ventilation through the left-hand ventilation duct, the excavation chamber is, in standard operation, additionally fed with fresh air via the same ventilation duct used for the entrance into the excavation chamber in

atmospheric conditions. The exhaust air flow passes through the open doors of the locks, and is taken up by the main tunnel air flow.

Ventilation in the zone B: fresh air to the belt channel is supplied via a bypass in the right-hand ventilation duct. The volumetric flow inside the bypass must be higher than 17 mc/s, otherwise the excavation is stopped. This value corresponds to an air speed of approximately 2 m/s in the channel.

The gas-air mixture is transported through the belt conveyor channel until zone C (class 2 tunnel). The air flow in the belt channel can be modified via 2 valves. When an increased of the gas concentration is detected, the system can raise the air flow up to 26 mc/s equal to 3 m/s (FLUSHING MODE).

Ventilation in the zone C: this area is defined as class 2 tunnel, the potential gas-air mixture is taken up by the main flow along the tunnel to the portal.

6.3 Gas Monitoring System (Miretti)

The Miretti gas monitoring system manages the gas detection in an integrated manner both on the TBM and along the tunnel (see Fig. 13). Overall, the system is composed by:

- Computerized system's supervisory station which performs the following functions: supervision of the entire gas detection system (see Fig. 12); recording of all events that occurred; export of the gas detection and ventilation status and of some alarms towards the TBM system; centralized commands for the simultaneous manual command of all alarm signals relative to the tunnel and the TBM and lock-off remote enabling.
- General panel, located in the control room, which performs the following functions: acquisition of the status signals and gas values from the tunnel and the TBM; elaboration of the data and alarms; release of the lines entering the tunnel (complete with relative lock-off selector to enable in case of works on the connection lines, to avoid sudden releases);
- Warning light post, positioned at the entrance of the tunnel, to signal the excavation status. The light post is

equipped with the following signals: 1 red light = STOP, 1 yellow light = DANGER, 1 blue light = WARNING, 1 green light = GREEN LIGHT, 1 high intensity electro-buzzer (110 dB @ 1m), enabled when any alarm threshold is reached;

- Multiple sound-luminous signals installed along the tunnel at intervals of about 500 m (equipped with same signals of the entrance light post);
- Multiple sound-luminous signal with gas detection units and sensors installed on the TBM (equipped with same signals of the entrance light post);

Each light post is activated when the relative gas value is exceeded. The entire system is based on four types of components:

- Gas detection sensors and control units: each zone (A, B and C) is equipped with a gas unit (RGT) which is connected to a series of gas sensors. This gas detection system is redundant because each gas sensor is combined to another one located in the same position in order to get a real time check of the measured data. Zone A is fitted out with 7x2 gas sensors placed in different areas in the shield and along the gantry 1 and 2, zone B with 2x2 gas sensors inside the belt channel (one close to the screw conveyor chute and the other at the end of the belt channel) and zone C with 3x2 gas sensors;
- Light signaling groups to communicate the actual status of the TBM in terms of gas concentration;
- Data transmission cables between TBM/tunnel and control room;
- Personal computer for data acquisition and centralized elaboration;
- Globally on the TBM n° 12x2 gas sensors are installed subdivided in n° 3 hazardous zones, each zone is controlled by a single gas unit that collected and transfer all measured data.



Figure 12. Screen of Miretti gas monitoring system (status of all gas sensors)



Figure 13. Gas measuring system (left: gas unit, right: gas sensor)

7 CONCLUSIONS

The Sparvo project is carried out by TOTO Costruzioni Generali, all TOTO engineers and TOTO specialized workers have assured the excavation of the Sparvo twin tube tunnels in 19 months. The TBM was assembled from March 2011 to July 2011, while the excavation of the first tunnel (North one from Florence to Bologna) started on the last days of August 2011 and was completed at the end of July 2012. Then it was necessary to move forward the TBM on a series of concrete saddles in order to place it on its final position. Contemporary, TOTO personnel realized a concrete slab as foundation of a steel floor as sliding surface from August 2012 to September 2012.

Between September and October 2012, in approximately 15 days, the TBM was turned 180° and reinserted into the second portal.

During November 2012 all commissioning works, hydraulical-electrical connections and operating tests were performed. The TBM was ready to bore at the beginning of December 2012 and the breakthrough of the South tunnel happened on July 24, 2013 at 4 AM.

In terms of performances, the TBM was able to advance in a complex and heterogeneous rock mass (claystone, sandstones and ophiolites) with high concentration of methane gas, achieving a maximum daily production of 24 m (12 rings), a maximum weekly production of 126 m (63 rings) and a maximum monthly production of 406 m (203 rings).

Total excavation times amounted to 11 months to complete the first tunnel (North one, direction Florence to Bologna) and 8 months to excavate the second tunnel (South one, in the opposite direction).

In these last 2 years TOTO Costruzioni Generali was able to complete an outstanding tunnelling work, expanding TBMs operating technique to new dimensions.

The chemical contribution to the challenge of the biggest TBM/EPB in the world

D. Traldi, P. Levanto

Master Builders Solutions, Basf C.C. Italia SpA, IT

S. Seven

Master Builders Solutions, Basf Turkey, Russia & CIS, TR

L. Langmaack

Master Builders Solutions, Basf Construction Europe A.G, Technical Manager TBM

ABSTRACT chemical contribution to large diameter TBM tunneling BASF contributed to the successful TBM tunneling at Galleria Sparvo by supplying superplasticizers and form release agents for the segments production, foams and anti-clay agents for the EPB soil conditioning as well as tail sealants for the secure sealing of the TBM tail shield. Due to the big TBM diameter and mixed face conditions at the cutter head, especially the demands regarding the efficiency of the soil conditioners, regarding material flow and cutter head torque, were extremely high. This article will describe in detail the challenges faced at this job site.

1 THE PROJECT AND TBM FEATURES

1.1 Introduction

The TBM – EPB Shield (Tunnel Boring Machine – Earth Pressure Balance Shield) “Martina” has been used in Variante di Valico project (Lotto 6 and 7) to build the twin-tube tunnel Sparvo (2.5 km long per tube). The excavation of the tunnel was a complicated prospect that presented several difficulties, both in geological and geomechanical terms.

The overall project of Variante di Valico, part of the works to improve the A1 highway, included 63 km of roads to reduce travel times between Bologna and Florence. Lotto 6 and 7 will be the last two to be concluded. This stretch is 7.6 km long and it's featured by two bridges (il Molino di Setta and Sparvo) and two natural tunnels (Val di Sambro and Sparvo).

1.2 Sparvo Tunnel and “Martina”

As part of the Variante di Valico project (owner: Autostrade per l'Italia Spa) there is a

2.5 km long Sparvo tunnel that was the biggest challenge.

The Sparvo tunnel was considered the most difficult tunnel of the whole project. It's a twin tube tunnel (red line and yellow line – Fig. 1) between Bologna and Florence.



Figure 1. Overall project

Sparvo's geology was basically composed of clay, sandstone and limestone (Fig. 2) with several rock layers containing methane. Because of its complicated geology and geomechanical difficulties, the company which is building part of the project (contractor: Toto Spa) decided to adopt a mechanized excavation technology of a TBM-EPB Shield, which could increase speed of excavation and levels of operational safety. Moreover, with some technical

specifications and operating procedures, it was also possible to use the TBM in areas with gas.

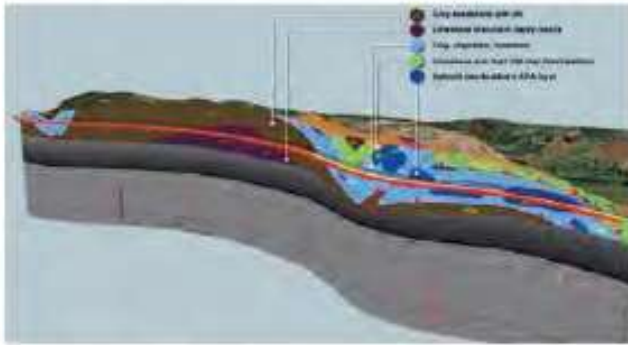


Figure 2. The geology

“Martina” has been especially built, by Herrenknecht, to fulfill the needs of the Sparvo tunnel. The TBM has record figures:

- excavation diameter (world’s largest TBM- EPB Shield): 15,62 m
- total length: 130 m
- total weight: 4500 t



Figure 3. TBM size compared to a car

“Martina” allowed the progress of excavation up to 13 m/day (average 10 m/day) versus 10-15 m/month with traditional methods of excavation. This TBM also allowed the tunnel excavation with top-security:

- the head of TBM worked in a completely closed and sealed chamber, this enabled the miners to work at the head, inside the shield
- the conveyor belt has been encapsulated to avoid a possible spread of gas inside the work environment. Furthermore, a network has been predicted to detect any gas leakage, both in the encapsulated area and anywhere else in the TBM.

- THE CHALLENGE
- BASF provided some Master Builders Solutions TBM products for soil conditioning:
 - for the mainly clay areas, an anti-clay polymer as MasterRoc ACP 143 has been used. This is a liquid polymer that creates a stable foam designed to reduce the clogging and adhesion potential of clayey soils. It also creates a plastic soil material which can be easily excavated and transported, it avoids agglomeration of clay particles to blocks, it reduces cutterhead torque and increases TBM speed
 - where there was sand and soils containing low amounts of fine particles and high amount of water, MasterRoc SLF 41 has been used. This is a polymer reinforced foaming agent, especially designed to improve soil plasticity. It is environmentally friendly and it reduces permeability and increases sealing of the face, creates plastic deformation properties in the soil which provides an even and controlled support pressure, increasing face stability. Furthermore, this polymer leads to a lower inner friction and a lower abrasiveness of the soil at the cutter head as well as at the screw conveyor. This reduces power consumption, enables quick soil extraction as well as reducing wear
 - where it was necessary to further stabilize the anti-clogging feature of the foam, the polymer MasterRoc ACP 211 was used. This is also a liquid product designed to combat the problematic effects of heavy clay soils in soft ground (particularly in EPB). It improves and homogenizes soil consistency, reduces stickiness of difficult soils and it’s an environmentally-preferable material. Moreover, it reduces overall cutter head torque, effectively reduces blockages in cutter heads, working chamber and muck transfer system, and increases advance rate and lowers maintenance costs.

As production data, “Martina” installed 1220 concrete rings (with 9+1 segments for each ring), excavated 970.000 tons of soil and used 11.000 MWh of power.

The finish line has been crossed in July 2013, when “Martina” excavated the last meter of Sparvo tunnel.

1.3 Foams and Polymers

For the soil conditioning, TBM was equipped with 20 injection lines. In every line there was a foam generator and a dedicated line to the polymer injection through a high-pressure pump. In addition to injection lines, 6 water lines were set up, in the middle part of the excavation chamber. Below there is a summary of injection lines (Table 1) and excavation data (Table 2).

Table 1. Injection lines

n° Lines	Injection points
1-14	Cutting head
15-16	Cutting head/Excavation chamber
17-18	Excavation chamber
19-20	Excavation chamber/Screw conveyor

Table 2. Excavation data

	Units	North Tube	South Tube
C _r	%	2-2.5	1.5-2
FER	-	7-10	6-8
FIR	%	110-140	110-130
Water	m ³ /segment	60-70	60-70

1.4 Tail Sealants

To seal the gap between the concrete segments and the TBM shield, 3 lines of brushes and 19 x 3 grease injection lines were set up. Basf supplied its *MasterRoc TSG 6* (Fig. 5), that is a tail sealant for shielded tunnel boring machines. It is formulated to resist high water and ground pressures, and has excellent pumping properties and adhesion to all types of surfaces. It effectively seals the gap between the shield and concrete segments to prevent the ingress of water, grout and soil.



Figure 4. Excavated soil conditioned on conveyor belt



Figure 5. Suction of tail sealant MasterRoc TSG 6

1.5 Concrete Segments

A total of 12.200 concrete segments were made and installed. Two kinds of segments were created, with two different mechanical strengths: 45 MPa and 50 MPa. For the production of segments a carousel system plant was built (Fig. 6) and the concrete segments was subjected to a thermal cycle of 2 hours at 25°C for pre-curing and 6 hours at 47/48°C for curing. The features of pre-cast segment lining were:

- n° of segments per ring: 9+1
- outside ring diameter: 15 m
- inside ring diameter: 13,6 m
- segment thickness: 70 cm
- segment length: 2 m
- segment weight: 16,55 t
- key weight: 8,27 t
- ring weight: 157,22 t



Figure 6. Carousel system with four sets of moulds

Inside the mix design of the concrete for segments *MasterGlenium ACE 40* was used. *MasterGlenium ACE 40* is a polycarboxylic ether based superplasticizer, it is especially produced for hot climate conditions, enables the optimization of the production of pre-cast segments improving concrete's early, final and flexural strengths and the bonding to steel; moreover, it improves also concrete's mechanic properties like carbonation, resistance to chlorine ion attack, resistance to aggressive chemicals, shrinkage and creeping.

In order to ease de-moulding concrete segments (Fig. 7), once they were completely cured, and to ensure the long-term usability of the moulds, the application of a form release agent by Basf, *MasterFinish 216*, was constantly applied at the beginning of each cycle of segments production.

2 CONCLUSIONS

Thanks to intensive cooperation with the owner (Autostrade per l'Italia Spa) and the contractor (Toto Spa) Basf has succeeded in developing a soil conditioning tailor made, allowing "Martina" to advance with record figures.

The daily average production was more than 6 rings equal to 12 m of excavation, with a maximum daily production for the north tunnel of 11 rings, equal to 22 m excavated, and for the south tunnel of 12 rings, equal to 24 m excavated. The maximum monthly production for the north tunnel was in March

2012 with 203 rings, equal to 406 m excavated, and for the south tunnel was in June 2013 with 200 rings equal to 400 m excavated.

That's why only under these open cooperation conditions it was possible to work in synergy, get the maximum result and win the challenge of Sparvo tunnel (Fig. 8).



Figure 7. Segment de-moulding



Figure 8. Sparvo tunnel completed

Numerical Simulation for Evaluation of Ground Improvement Methods in DS-TBM Tunneling in Squeezing Grounds

R. Hasanpour

Department of Mining Engineering, Hacettepe University, Ankara

J. Rostami

Department of Energy and Mineral Engineering Pennsylvania State University, USA

ABSTRACT The main concern in using a shielded tunnel boring machine in deep rock tunnels with high stress is the possibility of the machine seizure in squeezing ground. There are some ground improvement methods that can be implemented to shielded TBM design in order to further increase their capability to cope with squeezing ground conditions. In this study, to realistically evaluate the possibility of machine seizure in squeezing grounds and the impact of ground improvement to prevent such possibility or reduce the risks, 3D modeling of tunneling by a double shield TBM (DS-TBM) was performed. The combined results allow for estimation of the required thrust force to propel the machine forward in case of encountering squeezing grounds. The model will also for implementation of ground improvement methods to examine the possibility of avoiding machine jamming using such measures.

1 INTRODUCTION

In order to face particular adverse tunneling conditions especially tunneling through squeezing grounds, new DS-TBM design has been developed in recent years. In new generation of DS-TBMs, the machine is equipped with extra facilities to treat the ground in front of the machine (through the shields and through the cutter-head). In addition, some ground improvement methods that can be implemented to shielded TBM design in order to further increase their capability to cope with squeezing ground conditions.

In this study, to realistically evaluate the possibility of machine seizure in squeezing grounds and the impact of ground improvement to prevent such possibility or reduce the risks, 3D finite difference simulation of a double shield TBM in squeezing ground by applying some improvement methods was performed. The results of the modeling include evaluation of

ground improvement methods and lubrication mechanism by comparing the numerical results between the DS-TBM tunneling with and without applying improvement methods. Furthermore the combined results allow for estimation of the required thrust force when it was used different lubricant between rock and shield to propel the machine forward in case of encountering squeezing grounds. The model will also allow for implementation of ground improvement methods to examine the possibility of avoiding machine jamming using such measures. The results show the ground improvement methods can be very useful for preventing of shield jamming when shield is subjected to high stress from rock mass.

2 NUMERICAL MODELING

2.1 Assumptions and Considerations

To analyze the stress-strain behavior of rock mass in a tunnel excavation with a double

shield TBM, a comprehensive 3D model has been developed in FLAC3D so that all properties of the main DS-TBM components can be used as variables at each step of analyses. The 3D block model and relevant dimensions were selected and implemented, as shown in Figure 1a. The inner diameter of tunnel is specified to be 8.10 m refer to studies from the Lyon-Turin Base Tunnel (Barla et al., 2011).

Figure 1b shows the schematic modified view of the assumed DS-TBM arrangement in the case of squeezing rock. Additionally, discretization of numerical model of DS-TBM is shown in the discrete numerical model in Figure 2. Table 1 shows the main features of the DS-TBM to be considered in the modeling. The shield, segmental lining, and annular gap backfill were considered to behave as linear elastic material, with pertinent properties listed in Table 2. Excavation stages were exactly simulated with respect to a tunnel excavation by a DS-TBM.

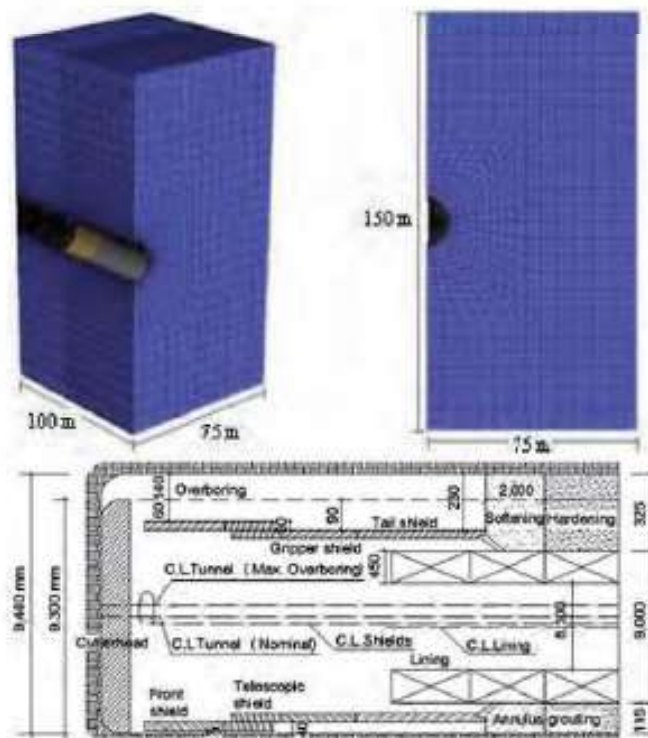


Figure 1. a) Geometric dimensions of the numerical model of a DS-TBM b) Schematic modified view of DS-TBM arrangements in squeezing rock (Zhao et al., 2012)

In this study, the presence of water pressure and consolidation problems is not taken into account in the numerical modeling. Moreover, the in situ state of stress is assumed to vary linearly with depth and it represents the conditions along the Base Tunnel at depth of nearly 1000 m. The ratio between the horizontal and vertical stress components (σ_h/σ_v) in the rock mass is assumed to be $K_0=1$. The rock mass parameters are shown in Table 1. The rock mass is assumed to follow a linear elastic and perfectly plastic behavior according to Mohr-Coulomb failure criterion.

The contact between cutter-head and rock mass as well between shields and rock mass has been modeled by using the interface elements on both tunnel and shield boundaries by considering the gap between them according to non-uniform overcut in the shielded TBM. Cross section of a front shield and the rear shield are illustrated in Figure 3.

The numerical formulation used in this study is based on the large strain assumption. In modeling of the shield skin, the total weight of the TBM was applied by normal stress to the 45° invert area of shield which was in contact with tunnel invert (Ramoni and Anagnostou, 2010). Thrust force of cutter on the cutter-head is applied as normal stresses to the excavation face.

2.2 Excavation Process

The excavation stages and the total number of steps for the numerical model were simulated based on the construction design of cutter-head, front and rear shields for a double shield TBM. The total number of the solving steps depends on operation modes of the TBM in squeezing ground and advance rate. In this study, a total of 41 excavation steps were simulated consisting of the 1 initial undisturbed ground and 40 excavation steps. Furthermore, the excavation stages for simulated model are defined as follows:

1. In the first stage, initial in-situ stresses are implemented and correct distribution of stresses is applied to the rock mass model.

Table 1. Rock mass parameters and Geometric dimensions for DS-TBM components

DS-TBM components			Rock mass parameters		
Cutterhead length	[m]	0.75	Elastic modulus, E	GPa	1.40
Front shield length	[m]	5	Poisson's ratio, ν	-	0.25
Rear shield length	[m]	6	Cohesion, c	MPa	0.60
Shield thickness	[cm]	3	Friction angle, ϕ	°	28
Lining segment width	[m]	2			
Lining segment thickness	[cm]	45			

Table 2. Mechanical properties of DS-TBM components

Material properties	Unit	Shield	Segmental lining	Soft backfill	Hard backfill
Elastic modulus	[GPa]	200	36	0.5	1.0
Poisson's ratio	-	0.3	0.2	0.3	0.3
Unit weight	[kN/m ³]	76	30	24	24

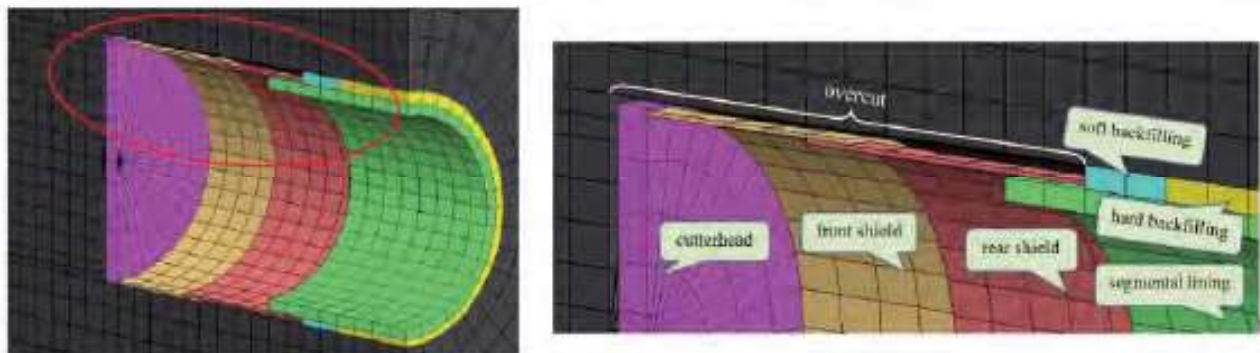


Figure 2. Numerical model of tunneling with DS-TBM a) complete model b) discretization of model

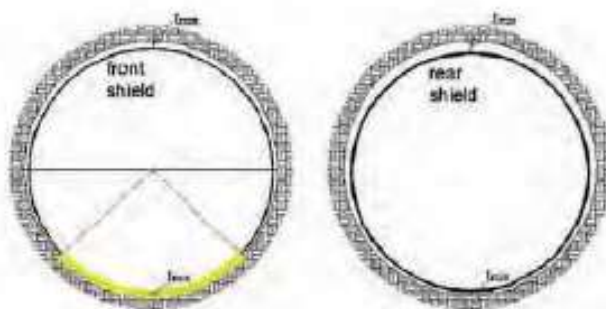


Figure 3. Cross section of a DS-TBM at the front shield and the rear shield (Zhao et al., 2012)

- II. In the second stage, tunnel boring starts, solving time set up with respect to advance rates, cutter-head is activated, the thrust force and TBM weight are applied to face and invert of tunnel respectively and are maintained for all stages of excavation. The contact analysis between the cutter-head and rock mass is performed in this stage. The maximum cutter-head thrust force has been set to 17 MN for the given machine size based on data from Lyon-Turin Base Tunnel.
- III. In the third stage, front shield moves forward and is considered in the model. Numerical results are examined for evaluation of probable contact between

the rock mass and front shield. Also, the entrapment risks are analyzed when contact occurs between the walls and shield.

- IV. In the fourth stage, rear shield with reduced diameter (compared to front shield by considering the conical shape of rear shield) is activated by considering the length of rear shield. Analysis of numerical results for this stage is the same as third stage.
- V. In the fifth stage, installation of the segmental linings is implemented inside the rear shield.
- VI. In the sixth stage, the segmental ring is subjected to ground loading on the segments is assumed to start from the third segment behind the machine. Moreover, the injection of backfill into the annular space between rock mass and lining by using the soft grout is started. This also allows for simulation of pea gravel in other types of machine.
- VII. In the seventh stage, backfilling the annular space by hard grout is implemented.

The model is set up such that when a segment ring is extruded from the tail shield, the material property of the rear shield is replaced by the material property of soft filling for the annular space in the area of the first two segmental rings. It should be noted that in modeling of the lining, the joints between segments and adjacent rings are not considered.

3 GROUND IMPROVEMENT

Some ground improvement methods that are applied during tunnel excavation as well numerical analysis of them are given. The simulation results include evaluation of applying probe drilling and rock bolts in long deep tunnel. The results are compared with outcomes from a DS-TBM tunneling without applying improvement methods.

3.1 Grouting

Grouting involves the process of injecting a material into the ground with the following two principal objectives:

- To reduce the permeability of the ground;
- To strengthen and stabilize the ground.

In soft ground this leads to an increase in its 'strength' and in jointed rock in its 'stiffness'.

Grouting operations can be carried out either from the ground surface (or from within an adjacent shaft to the tunnel operation) or from within the tunnel construction itself. They can also be applied to locally stabilize the foundations of structures likely to be affected by the tunneling works in the form of settlements. For tunnel grouting, the grouting holes are drilled ahead of the advancing tunnel in a pattern of diverging holes at an acute angle to the tunnel axis to form overlapping cones of treated ground (Chapman et al., 2010).

For tunneling with TBMs the holes can be drilled forward from the rear of the machine, to avoid affecting the cutter wheel, but direct grouting of the face through the cutter wheel is also possible. Grouting using a shield TBM can also be carried out through the shield, both towards the face and also radially. However, great care is needed as there is a risk of grouting-in the machine. In addition, grouting can be conducted radially through the lining to fill any voids. In particular in the case TBMs with a diameter of up to 4-5 meters, there will be limited space in the machine area and it will be necessary to have specially adapted drilling equipment. In the case of larger machines, the space in the machine area is better and adaptation of the equipment simpler (NFF, 2011). Figure 4 shows some examples of grouting during tunnel construction.

The possibility of varying the hole locations is different depending on the type of machine and diameter used. Normally, it will be easiest to adapt the drilling equipment in an open machine. In shielded machines, the space is smaller and it may be necessary to draw the collaring of the grouting holes slightly further back in the machine area. The

retrofitting of equipment results in complex and inexpedient solutions.

Long TBM tunnels sometimes pass through the complex geological conditions particularly in case of deep tunnel. Geological predictions in deep tunnel are hard to make on the basis of surface observations. If the site conditions require, probe drill holes may be made at the face of the tunnel for certain length. In addition, it may often be necessary to drill probe holes in order to investigate the ground conditions ahead of the machine. It will also help in suggesting the strategy of tunneling.

The drilling of the injection holes for the consolidation of the ground (probe drilling) immediately in front of the cutter head can no longer be done through the stator of the TBM

with machines of large diameter. The only possibility is to drill the holes for the injection lances in a close pattern out of the cutter head itself. This requires small drills and drilling equipment, which also functions as injection lances. These represent no hindrance for boring with the TBM after the injection measures are complete, or catch up in the cutter head, which would tear out the rock again with the rotation. Very suitable tools for this purpose are extension tubes made of glass fiber reinforced plastic with a throwaway drilling head (Fig. 5). These extension tubes, only 50 cm long, can be excavated by the cutter discs (Maidl et al., 2008).

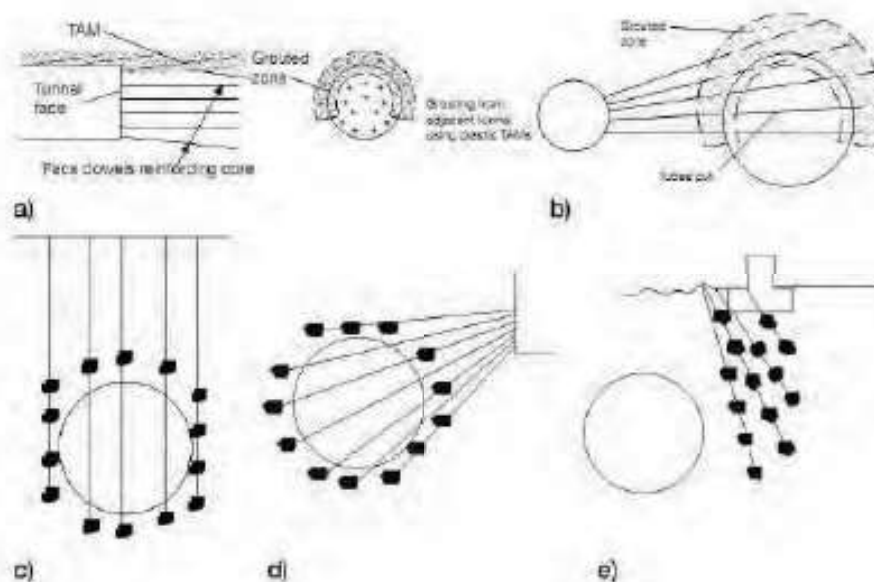


Figure 4. Examples of grouting tunnels during construction, a) from within a tunnel, b) using an adjacent tunnel [60], c) from the ground surface, d) from an adjacent shaft, or e) as protection to adjacent structures (Baker, 1982)



Figure 5. Positioning the drilling equipment for ground investigation or for drilling injection holes with a TBM (Maidl et al., 2008)

Injections through the cutter head are best carried out with relatively rapidly hardening artificial resins e.g. PU and Acrylic resins. The cutter head does not stick in this and the injected substances do not run down to the invert of the excavation area of the TBM. In some cases large fault zones may be difficult to drive through, and here one solution is to pre-grout these zones so as to increase stability. In such conditions, it may be necessary to use different grouts, depending on the local conditions (Chapman et al., 2010).

3.2 Ground Reinforcement

There are three distinct types of ground reinforcement methods (Woodward, 2005) and (Whittaker et al., 1990): rock dowels, rock bolts and rock anchors. Rock dowels are reinforcing elements with no installed tension. Rock bolts are reinforcing elements which are tensioned during installation. Anchors are reinforcing elements which are tensioned following installation and are of higher capacity and generally of greater length than rock bolts.

There are four generally accepted mechanisms by which rock reinforcement can improve the stability of the ground (Woodward, 2005).

- a) By stabilizing individual blocks of material that may detach due to gravity in relatively competent and well-jointed rocks, by using rock bolts with an anchorage force capacity greater than the weight of the block
- b) By using tensioned or untensioned bolts to maintain the shear strength of the ground along discontinuities in weaker fractured ground conditions
- c) By using fully grouted untensioned rock bolts in laminated or stratified rocks to preserve the inter-strata shear strength
- d) By using tensioned rock bolts installed relatively quickly after excavation to improve the degree of confinement or the minor principal stress (this is normally perpendicular to the tunnel wall) in overstressed rocks.

Rock reinforcement alone is unlikely to be appropriate if (Woodward, 2005):

- a) The support pressure required is greater than 600 kN/m^2 ;
- b) The spacing of dominant discontinuities is greater than 600 mm;
- c) The rock strength is inadequate for anchorages;
- d) The RQD is low or there are unfilled joints or high water flow.

4 NUMERICAL RESULTS

Five reference points are selected on tunnel circumference as well as on shield boundaries for extracting the results of numerical analysis (Fig. 6). Since it may not be practical to present results for all of five points; therefore numerical results will be given for crown and spring-line of tunnel (points C and W).

In this study, over boring that so-called overcut is defined as the gap between ground and front shield. Moreover, the overcut between ground and rear shield increases due to conical shape of shields with respect to shield thickness considered as 3 cm. The gap between rock mass and cutterhead is a few smaller than the front shield about 6 cm when crown overcut is 20 cm.

Since the overcut is non-uniform for a cross section between ground and shields, hence we have different sizes of overcut at tunnel sectional boundaries, so that the overcut in the crown has the maximum value and over boring in the invert is minimum. Numerical analysis has been performed in accordance to this non-uniform overcut on TBM main components.

4.1 Effect of Probe Drilling

For numerical analysis of ground improvement by probe drilling method, it is assumed that applying of method lead to increase at cohesion of ground at a certain radial distance around the tunnel. For this purpose, application of 20 m holes with 10 m overlap was integrated into simulated model around tunnel. Furthermore, cohesion of rock mass was increased to 4 MPa for zones around probe drills with respect to length of

holes (In the reference model, cohesion of ground is equal to 2 MPa). The results of analysis were compared with outcomes from reference model (model without applying any improvement method) to investigate how application of probe drilling method affects ground behavior around tunnel.

In order to evaluation efficiency of probe drilling method in numerical investigations,

the plastic zone around tunnel has been examined for two different conditions of tunnel excavation. As can be seen in the Figure 7, whereas the size of plastic zone is smaller for probe drilling state, the shear zone is created in the past (brown zone) on shields and with advancing of tunnel, the produced new shear zones (pink zones) upon the shields are negligible.

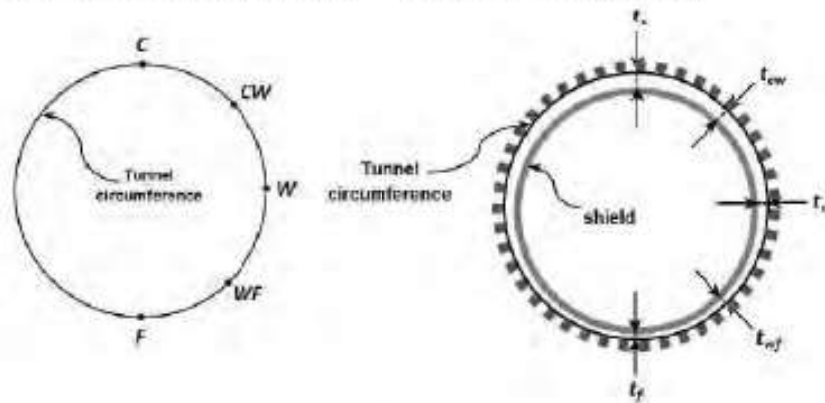


Figure 6. Monitoring points on tunnel and shield circumference and relevant overcut

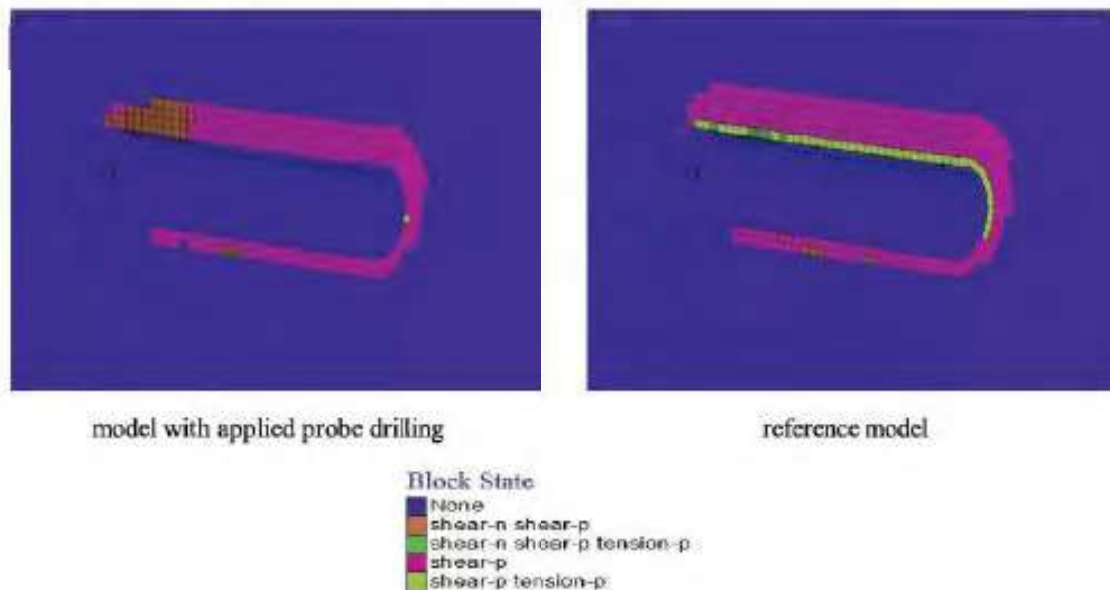


Figure 7. Plastic zones created around tunnel for two different simulated models

Figure 8 shows the longitudinal displacement of the ground at sidewall of tunnel for models with and without applying probe drilling method. In the case of model with applying improvement method, there is no contact between ground and shields at sidewall of tunnel. This means that contact forces along tunnel at sidewall of tunnel are zero.

However closure of gap occurs between ground and front shield as well as between ground and rear shield when tunneling is bored without any improvement method. After closing the gaps, the ground starts to load the shields at sidewall in the model without applying grouting.

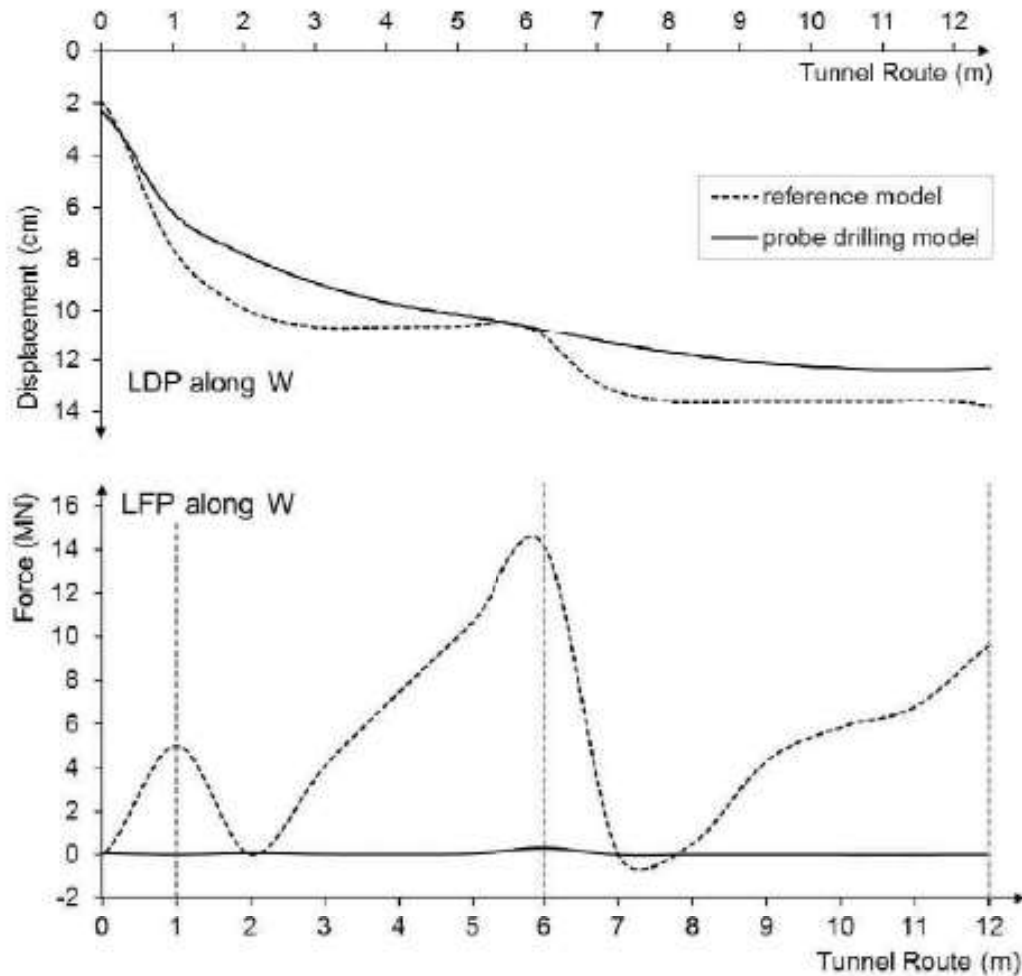


Figure 8. Radial displacement of the ground at the tunnel spring-wall and contact forces for two numerical models

Sectional contact pressure profile between ground and front shield as well as between ground and rear shield are extracted from numerical analysis results as shown in Figure 9. According to the Figure, the required thrust force to overcome frictional forces on machine main components for probe drilling model is smaller than reference model. The maximum required thrust force that is calculated on the front shield is 107.7 MN for model with applying ground improvement whereas this value was obtained 134.1 MN for reference model. The maximum total thrust force by the auxiliary thrust cylinders for probe drilling model is computed 124.7

rather than 151.1 MN for reference model. This means that for a DS-TBM, if maximum applied auxiliary thrust forces be 140 MN, machine will be seizure if probe drilling method is not used.

Figure 10 shows the redistribution of ground pressure around segmental lining for both reference and grouted models. It is clearly seen from the Figure that grouting in the form of probe drilling results in a uniform distribution of ground pressures at boundary of lining. Moreover, pressures around lining in the model with applying probe drilling will be smaller than reference model.

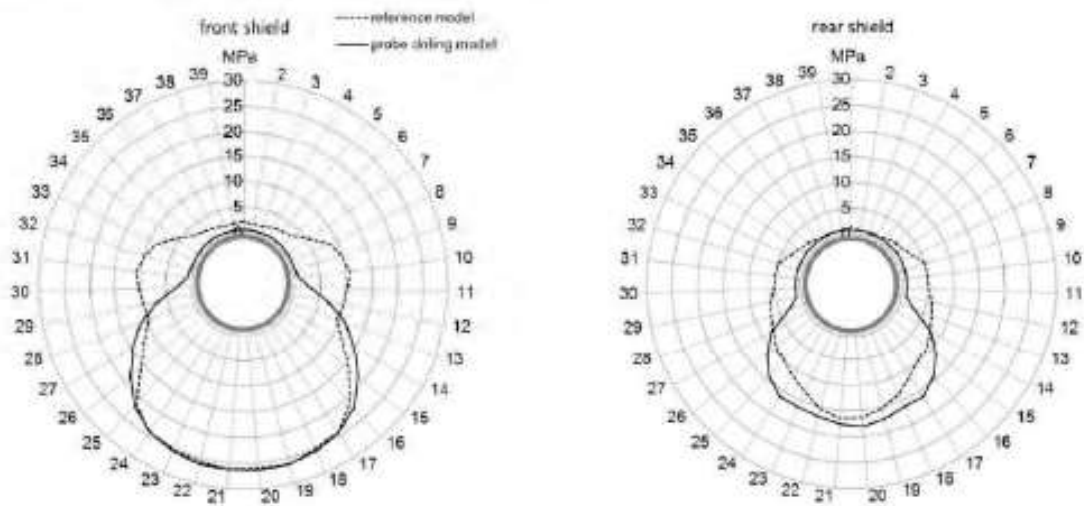


Figure 9. Sectional contact pressure profiles between ground and a) front shield b) rear shield

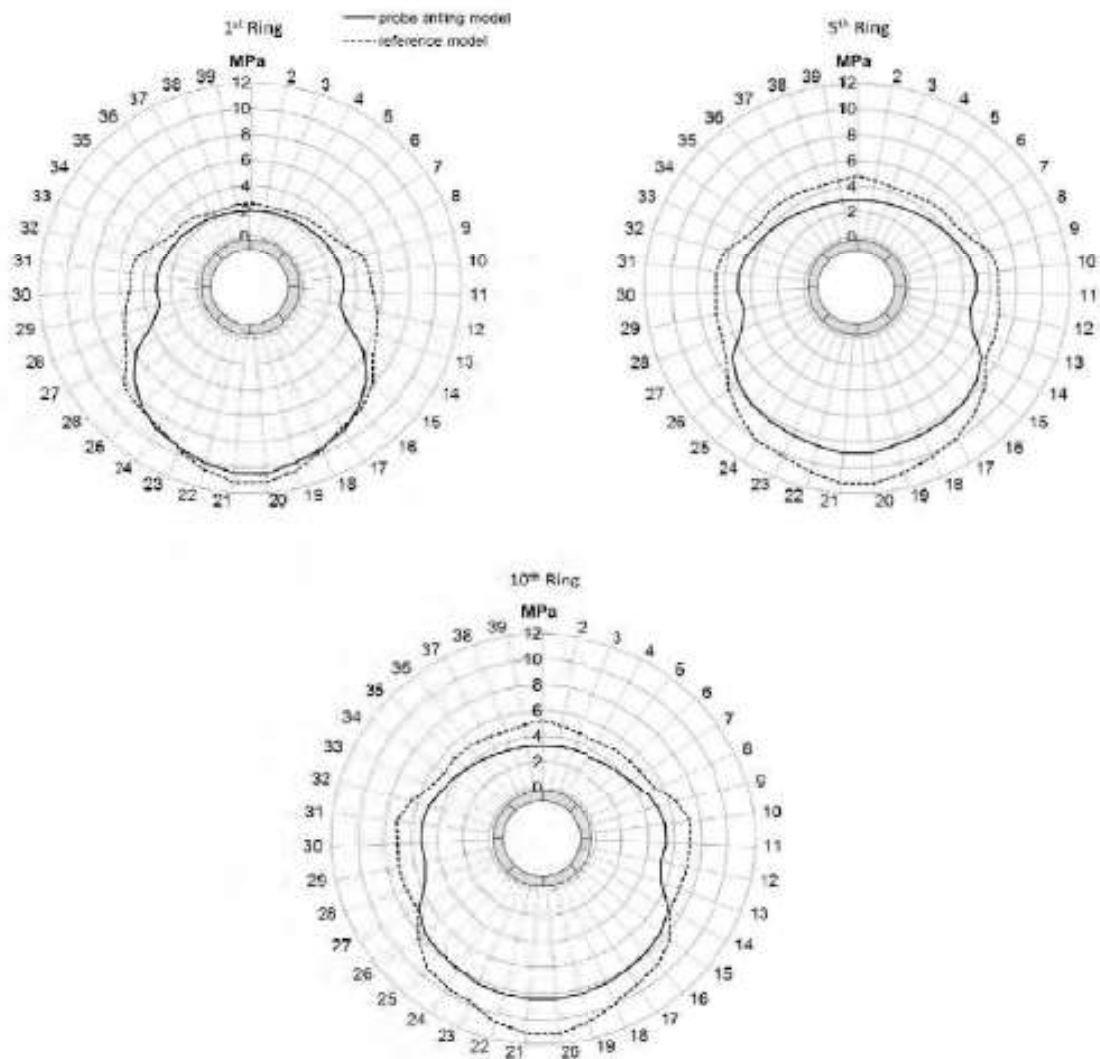


Figure 10. Ground pressure around segmental lining at different positions

4.2 Impact of Applying Rock Bolts

Although rock bolts may be applied for improvement of ground, however the application of rock bolts in squeezing ground and in weak rocks for long deep tunnels with high in situ stress may not be effective. Before deciding on the use of reinforcement methods, rock mass properties and applicability of reinforcement in such grounds should be carefully evaluated by using lab or in situ tests.

Evaluation impact of applying rock bolts for preventing of shield jamming and reduction of the ground pressure exerted on the segmental lining have been investigated by means of numerical studies. For this purpose, application of 10 m long rock bolts is simulated (Fig. 11). It should be noted that the rock bolt length is selected by considering plastic zone radius and about 2 times longer than it. Bolts spacing are 1 and 2.5 m in the longitudinal and cross sectional respectively and applied in the form of staggered manner.

The main idea for application of rock bolts is to help the surrounding rock mass to support itself. According to Figure 12, use of rock bolts for supporting of rock mass around shields are not effective. However, impact of rock bolts for decreasing the ground pressure around segmental linings is evident. It is supposed that the rock bolts can be installed from inside of rear shield by creating holes in the shield skin.

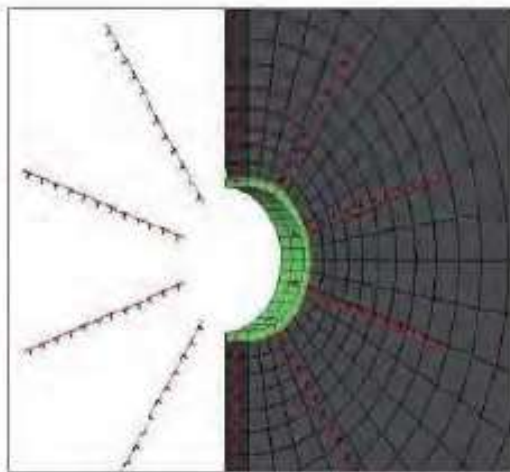


Figure 11. Application of 10 m long rock bolts to the simulated model

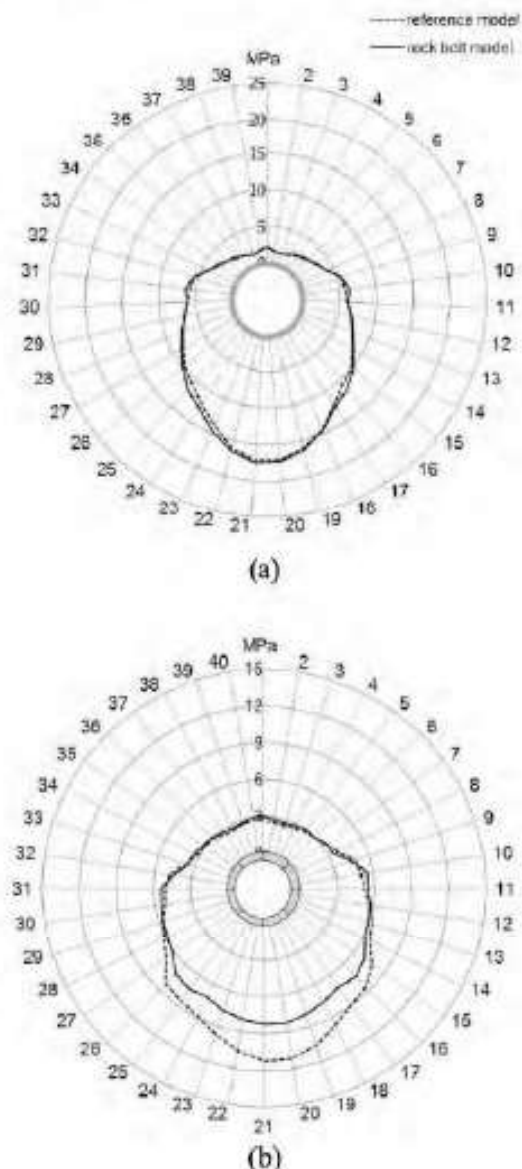


Figure 12. Sectional a) contact pressure on rear shield and b) ground pressure around segmental lining

4.3 Impact of Lubricants

The high advance speeds attainable with a double shield TBM can be considered favorable if squeezing rock is expected. This advantage naturally only exists if the machine is constantly moving forward and not standing. The double shield TBM is, due to the machine concept with its long shield, in danger of jamming if it encounters squeezing rock. Lubrication systems on the shields can provide a low friction medium during the stroke as well as when pulling up the gripper shield.

In this study, for assessment of lubrication mechanism due to interaction between shield and ground, two stages of excavations including ongoing excavation and restart after a standstill are considered in the calculations. Skin friction coefficient for ongoing excavation stage is smaller than for restart after a standstill stage. During the excavation, TBM has to overcome sliding instead of static friction. In high contact pressures when shield is jamming, applying a pressurized lubricant such as bentonit, when shield is subjected to ground convergence pressure can reduce the friction and allow the shield to move forward. It is noted that skin friction coefficient during ongoing excavation so called sliding friction was taken to be $\mu = 0.15-0.30$. Also skin friction coefficient during restart after a standstill named static friction is assumed that $\mu = 0.25-0.45$ where the lower friction coefficient values aim to illustrate the positive effects of lubrication of the shield extrados by bentonit or other lubricants.

Numerical analysis has been performed for determination of required thrust force, F_r , as a function of skin friction coefficient during ongoing excavation as well as for restarting TBM after a standstill. The result of analysis is illustrated in Figure 13.

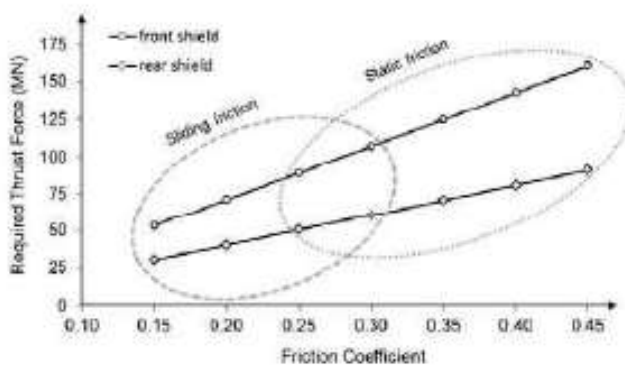


Figure 13. Required thrust forces versus friction coefficient for two stages of excavation

Relating to rock mass properties, in-situ stresses and machine components, one or some of ground improvement methods with applying appropriate lubricant can be useful for preventing of TBM entrapments.

5 CONCLUSIONS

The main emphasis of this study is on numerical analysis to allow for modeling the detailed configuration of the machine and its interaction with the intruding ground in a true 3D simulation. The simulation results have been examined at five reference points on the tunnel circumference along the tunnel or longitudinal displacement profile (LDP) as well as contact force profiles (LFP) on both front and rear shields. Also, maximum thrust force required to overcome friction and drive TBM forward is calculated.

A comprehensive 3D modeling of excavation of tunnel by considering the DS-TBM main components was developed to allow for assessment of the ground shield interaction at various points along the shield. The numerical analysis was based on the finite difference method and FLAC3D commercial software was used to simulate the ground movements, tunnel convergence, the contact forces and ground pressures between the tunnel walls and the shields and between ground and segmental lining. To accurately model the ground behavior in this application, a full 3D model was created to account for the correct geometry of tunnel excavation relative to shield dimensions together with incorporating all stages of tunneling process. Moreover, the developed 3D model is capable of applying proper material and geometric characteristics to represent the shield, annular space, soft and hard backfill behind the segments, and segmental lining.

The impact of ground improvement methods including probe drilling and ground improvement by using grouting techniques were simulated to see if such measures could reduce the magnitude of the ground convergence. Hence entrapment risks of TBM in potentially squeezing grounds could be reduced and machine jamming be prevented. The results proved that applying ground improvements in squeezing ground, where there is shield jamming risks, will significantly be effective in reducing the convergence, shield loading, and hence the required thrust for propelling the machine forward. The use of rock bolts for this

purpose is not going to be effective since the reinforcement mechanisms of the rock bolts are appropriate for squeezing ground where large plastic deformation is anticipated. However, impact of rock bolts for decreasing the ground pressure around segmental linings on a temporary basis is evident.

The use of lubricants to decrease the required thrust force as a function of skin friction coefficient during ongoing excavation and restarting machine after a standstill were examined in the simulation by using reduced shield-ground friction factors. The results show that the lubrication is very effective in preventing and overcoming shield jamming. Therefore it is recommended that a special emphasis should be given to incorporate a more efficient lubrication system on TBM shields.

REFERENCES

- Anagnostou, G., Cantieni, L., 2007. Design and analysis of yielding support in squeezing ground. *Proceedings of the Second Half Century of Rock Mechanics and 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics (ISRM)*, Lisbon, Taylor & Francis Group, London, 2, 829-832.
- Baker, W.H., 1982. Planning and performing structural chemical grouting, *Grouting in Geotechnical Engineering*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 515-539.
- Barla, G., Zhao, K., Janutolo, M., 2011. 3D advanced modelling of TBM excavation in squeezing rock condition. *Proceedings of 1st Asian and 9th Iranian Tunn Symposium*, Tehran, Iran.
- Barla, G., 2001. Tunnelling under squeezing rock conditions. In: Kolymbas, D. (Ed.), *Euro Summer School on Tunnelling Mechanics*, Innsbruck, October 08-11, pp.169-268.
- Cantieni, L., Anagnostou, G., 2009. The effect of the stress path on squeezing behaviour in tunnelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42(2), 289-318.
- Chapman, D., Metje, N., Stark, A., 2010. *Introduction to Tunnel Construction*. Spon, London and New York.
- Farrokh, E., Rostami, J., 2009. Effect of adverse geological condition on TBM operation in Ghomroud tunnel conveyance project. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24, 436-446.
- ITA, 2003. Long traffic tunnels at great depth. *ITA Working group N°17, Long Tunnels at Great Depth*, ITA Lausanne.
- Itasca, 2006. *FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D Dimensions*. User's guide.
- Maidl, B., Schmid, L., Ritz, W., Herrenknecht, M., 2008. *Hardrock Tunnel Boring Machines*.
- NFF, 2011. *Rock Mass Grouting in Norwegian Tunneling*. Norwegian tunnelling society, Publication No. 20.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2006. On the feasibility of TBM drives in squeezing rock conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21(3-4), 262.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2010. Tunnel boring machines under squeezing conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25, 139-157.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2011. The interaction between shield, ground and tunnel support in TBM tunnelling through squeezing conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 44, 37-61.
- Whittaker, BN., Frith, RC., 1990. Tunnelling: Design Stability and Construction. *Institution of Mining and Metallurgy*, London.
- Woodward, J., 2005. *An Introduction to Geotechnical Processes*. Spon Press, London.
- Zhao, K., Janutolo, M., Barla, G., 2012. A completely 3D model for the simulation of mechanized tunnel excavation, *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (4), 475-497.

Numerical Modeling of Tunneling by a Single Shield TBM

R. Hasanpour

Department of Mining Engineering, Hacettepe University

J. Rostami

Department of Energy and Mineral Engineering Pennsylvania State University, USA

ABSTRACT This paper discusses the construction of a 13.77 m diameter tunnel by a single shield TBM in weak rock under adverse ground conditions. 3D finite difference modeling of the machine and ground was performed by using FLAC3D. The model allows for realistic evaluation of ground pressure which has caused failure of segments and jamming of the machine back-up system. The results are including the calculated ground pressure, loading of the shield, frictional forces and required thrust to move the machine and displacement of the walls. The estimated loading of the segments from numerical analysis are in good agreement with field observations and measurements. The results also proved that numerical analyses can successfully be used for prediction of loads on the shield during excavation to assess risks of machine entrapment. Furthermore, ground load on the lining can be determined to evaluate the possibility of failure of segmental lining.

1 INTRODUCTION

The use of shielded TBM allows the machine to pass through weak grounds and tunnel through adverse geological conditions. Meanwhile, presence the shield limits access to the walls for observation of ground conditions and the excessive convergence of the weak ground under high in-situ stresses imposes high levels of load on the shield. This makes the machine susceptible to entrapment or seizure in weak rocks especially under high cover and sometimes failure of segments can occur under high ground pressures. Shield jamming is very serious problem and while it pushes the machine its structural and operational limits, it can cause major delays and impose a heavy and expensive burden on the tunneling operation. Releasing a shielded TBM that is jammed in complicated geological structures requires manual excavation and reinstalling additional supports to prevent segments from

falling, and to create a safe area within machine back-up. This is a time consuming, costly, unsafe, slow, and labor intensive work that should be avoided as much as possible (Farrokh and Rostami, 2009).

For the design of mechanized tunneling in such conditions, the complex interaction between the rock mass, the tunneling machine and its system components, and the tunnel support has to be analyzed in detail. Three dimensional models including all these components are better suited to correctly simulate this interplay and avoid the errors introduced by assumption of plane strain conditions (Cantiemi and Anagnostou, 2009).

This study describes a comprehensive 3D modeling for simulation of the single shield TBM used for excavation of T26 tunnel through graphitic schist rock masses that exhibit squeezing behavior. The model estimates tunnel convergence during excavation and predicts the loads on the shield and segmental linings. By using the

results of the numerical analysis, maximum loads applied to segmental rings can be calculated and utilized for design of segments at the rest of tunnel excavation. Also, the result of modeling will be compared with observed behavior of the ground in the field for verification and for adjustment of the material properties as needed through back analysis of field measurements.

2 PROJECT DESCRIPTION

The T26 tunnel is part of phase 2 of the Ankara-Istanbul high speed railway project, between the cities Bilecik and Bozüyük in Turkey. The tunnel ranges from km 216+260 to km 222+360 and covers a total length of 6,100 meters. The tunnel excavation is performed by a single shield TBM with 13.40 m external and 12.95 m internal diameter. The nominal excavation diameter is 13.77 m. The segment thickness is 0.45 m. and each segment has a 33 mm rubber gasket at the extrados side of the segments for waterproofing.

The first three hundred meters of the new alignment were excavated using NATM. However, due to larger deformations, the contractor decided to utilize a single shields hard rock TBM instead. Due to the fact that the tunnel was located directly in the active sliding area, severe stability problems have been encountered and the tunnel was abandoned after roughly 30 meters of excavation (Fig. 1).



Figure 1. Abandoned NATM Tunnel prior to alignment change

3 ENGINEERING GEOLOGY

The rock types along tunnel alignment are divided into three major categories including graphite schist, alluvium and chlorite schist. Site investigations of the 6100 meter-long railway tunnel between km 216+260 to km 222+360 show that the tunnel alignment is beneath several landslide areas. Ground movements are seen on the slopes of surrounding valleys, and the tunnel entrance is also highly affected by these movements. There are also many faults and fracture planes cutting the tunnel route. The maximum overburden is approximately 226 meters around chainage 218+200.

4 ENCOUNTERING PROBLEMS

Tunnel excavation process has experienced some unforeseen problems such as failure of segments and back-up jamming. These problems have forced the contractor to stop the mining operation and excavation of tunnel because of safety problems and lining maintenance.

The Eastern slopes in the field area are prone to sliding and the tunnel entrance portal goes through the landslide zone. During the TBM drive through this zone, excessive amount of material has been removed from TBM face, which caused the ground above to move and created three sinkholes. The largest sinkhole is approximately 25-30 meters deep and has an average diameter of roughly 30 to 40 meters. According to site observations, a direct subtraction of material into the bottom of the sinkhole could be observed during excavation. It appears that no arching or bridging effect was encountered, although the overburden is around 105 meters at this location. Trees, bushes, and other indicators of surface material were observed inside the TBM. Assuming the depth of the sinkhole, the surface material must have gone through a 70 meters long hole in the rock. In conjunction with the sinkhole, large and wide open cracks widely spread around the sinkhole can be observed (GZ, 2012).

The single shield TBM was used in open mode up to approximately 770 m of tunnel.

However due to the three sinkholes that were created, the Contractor decided to transform the TBM from an open face single shield hard rock TBM into a closed face Earth Pressure Balanced Machine (EPB). Roughly 250 m have currently been excavated with the modified machine. After utilizing an active face support with the EPB machine, no further sinkholes have been produced.

In the T26 tunnel, concrete segments have experienced severe damage and deformation during excavation (Fig. 2a). In the area where the segments were damaged, contractor decided to increase the strength of the concrete and reinforcements in the segments. The damaged segments show significant deflections of the crown. According to contractor, the majority of cracks occur in the centerline of the tunnel in the tunnel crown (12 o'clock position). Cracking follows the TBM at a certain distance, but is not time dependent.

Some cracks have been observed between 10 and 2 o'clock. However, never any damages have been observed in the sidewall areas (Fig. 2b). For measuring of deformation in the segmental rings, monitoring targets have been installed in the tunnel crown. The horizontal and vertical crown movements are monitored in the plane of the cross section.

In the area where the segment damages have occurred, a C40/50 concrete with 65 kg/m³ reinforcement (10/Ø12) plus 25 kg/m³ fibers was used. Recently, the contractor has increased the concrete strength of the segments to a C60/70. The reinforcement was also increased as well to 125 kg/m³ and then to 225 kg/m³. The steel diameter was increased from Ø12 to Ø24. The enhanced elements have just recently been introduced show a few crack damages in the crown (GZ, 2012).

To ensure the overall integrity and stability of the tunnel ring and in an attempt to stop the deformations, steel beams were installed (Fig. 2c). In some areas, an additional layer of wire mesh was placed on top of the I-beams and the wire mesh were a 35 cm thick layer of fiber reinforced shotcrete was installed as additional reinforcement. The steel beams are rolled according to the intrados radius of

tunnels and are bolted onto the segments (Fig. 2d). In addition, in some areas, the crown section is strengthened by steel framework (Fig. 2e). In spite of using of steel beams to stop deformations, plastic failures of I-beams have been observed in the crown (Fig. 2f).

Several segments were equipped with embedded deformation and load monitoring devices (Fig. 2g). A systematic review of the data in of relative to the construction progress is preformed to evaluate the stress regime in the segments and around the tunnel. While there was no damage observed on the segments in the invert of tunnel, after an earthquake near the site, severe failures of segments were sighted (Fig. 2h).

Some load measurements around some rings show signs of a concrete tensile failure in the crown, possibly caused excessive loading of the segments. It appears that the loading is primarily from sidewalls and the invert and not from the crown. This may be because of over excavation leads to creation of cavities in the crown above of tunnel. Therefore the segments are subject to high axial loading shear, and bending stresses in the crown without the ground to contain or limit the buckling displacements. This loading condition causes tensile failure in the crown segments.

The question that could arise is, how much load is necessary to cause the segment failure and where is it coming from. 3D numerical simulation can offer some answers about loading mechanism and reasons for damages of the segments.

5 NUMERICAL ANALYSIS

5.1 Numerical Modeling

To analyze the ground pressure around shield and segmental lining in the excavation of T26 tunnel with a single shield TBM, a comprehensive 3D model has been developed in FLAC^{3D} so that all properties of the main single shield TBM components can be simulated in detail. Figure 3 shows the schematic view of the used single shield TBM arrangement in the case of squeezing rock in T26 tunnel. Additionally, the 3D

block model and relevant dimensions were selected and implemented according to machine used in T26 tunnel and discretization

of numerical model of SS-TBM is shown in Figure 4.



Figure 2. a) Observed some damages in the segmental linings b) A damaged segment in the crown c) Steel beam haunches d) Additional steel-beam with wire mesh and fiber reinforcement shotcrete support e) Steel framework in the crown f) Plastic deformations of I-beams g) A segment with the load monitoring devices h) Segment failures in the tunnel invert

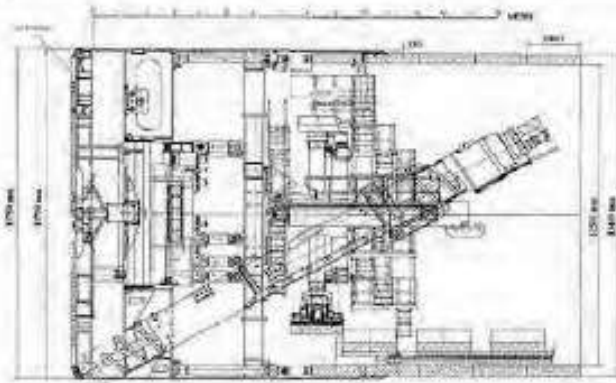


Figure 3. Schematic of single shield TBM arrangements used in T26 tunnel

In this study, the in situ state of stress is assumed to vary linearly with depth (γH) and it represents the conditions along the T26 at depth of nearly 120 m. (At the current location of the TBM an overburden above crown is about 120 m and $\gamma = 2340 \text{ kg/m}^3$). The ratio between the horizontal and vertical stress components (σ_H/σ_v) in the rock mass is assumed to be $K_0 = 0.8$ based on measured normal stress. The rock mass parameters used in the modeling were obtained from the geotechnical subsurface investigation (SIAL, 2010) and are summarized in Table 1. The rock mass is assumed to follow a linear elastic and perfectly plastic behavior according to Mohr-Coulomb failure criterion. This criterion is used based on the available constitutive models in FLAC^{3D} and suitability of the criteria for this application.

Table 1 also shows the main features of the SS-TBM to be considered in the modeling. The shield, lining and annular gap backfill were considered to behave as linear elastic material, with pertinent properties listed in Table 2.

In modeling of the shield skin, the total weight of the TBM was applied by normal stress to the 45° invert area of shield which was in contact with tunnel invert. Thrust force of cutter on the cutter-head is applied non-uniformly as normal stresses to the excavation face. The pressure profile at the face was selected to be similar to the ascending pressure from crown to invert, similar to the pressure profile of an EPB

machine. Furthermore, the contact between shield and rock mass has been modeled by using the interface elements on both tunnel and shield boundaries by considering the gap between them according to non-uniform overcut in the shielded TBM.

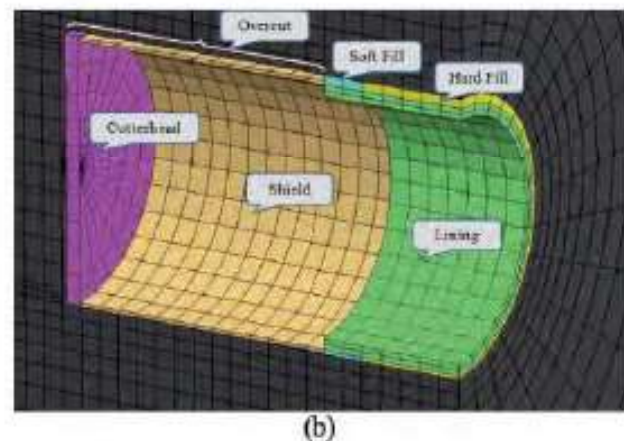
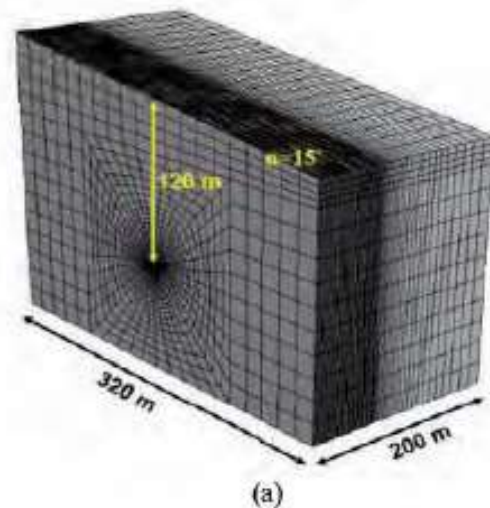


Figure 4. a) Numerical model of tunneling with SS-TBM b) Geometric dimensions of the numerical model of a SS-TBM (discretization of model)

The excavation stages and the total number of steps for the numerical models were simulated based on the construction design of cutter-head and shield for a single shield TBM. The total number of the solving steps depends on operation modes of the TBM and advance rate. In this study, a total of 41 excavation steps were simulated consisting of the 1 initial undisturbed ground.

Table 1. Geometric dimension for SS-TBM components and Rock mass parameters from T26 Tunnel used for numerical modeling

SS-TBM components			Rock mass parameters		
Cutterhead length	[m]	0.75	Elastic modulus, E	[GPa]	0.36
Shield length	[m]	11	Poisson's ratio, ν	-	0.24
Shield thickness	[cm]	6	Cohesion, c	[MPa]	0.10
Lining segment width	[m]	2	Friction angle, ϕ	[°]	15
Lining segment thickness	[cm]	45			

Table 2. Mechanical properties of SS-TBM components used in modeling

Material properties	Unit	Shield	Lining	Soft backfilling	Hard backfilling
Elastic modulus	[GPa]	200	32	0.5	1.0
Poisson's ratio	-	0.3	0.2	0.3	0.3
Unit weight	[kg/m ³]	7680	2600	2400	2400

5.2 Numerical Results

For evaluation of interaction between the shield, segmental linings, and rock mass, and resulting load between these components, a preliminary numerical analysis have been performed with excavated tunnel with no support. Obviously, under the given conditions, the amount of convergence is significant and tunnel closure continues with time. Then, the installation of the segmental lining was included in the model and the results show excessive loading of the support to the point of failure of support as it was observed in the field with the yielding of the segments in the crown and invert area. One of the remedies for the failing segmental lining in the field has been the installation of the additional support. This measure was also added to the simulation by including additional support such as steel beams with wire mesh and shotcrete, as well as installation of long rock bolts. To evaluate the impact of each additional support measure in containing the excessive ground movement

and related ground pressure and loading, they are individually added to the model (Fig. 5).

After 45 m of tunnel excavation, failure zones are created at crown and invert of tunnel as shown in Figure 6. Mechanism of failures in the segments with advancing of tunnel resulted from numerical analysis is in a good agreement with observed failures in the tunnel.

Eight reference points were selected on the tunnel circumference as well as on the shield and on lining boundaries for monitoring the results of numerical analysis along the tunnel (Fig. 7). Due to limitation in presenting the results for all of eight points, the ground pressure around segmental linings are extracted for point's No. 1, 2, 3 and 4. Therefore, to compare the result of numerical analysis with measured values of tunnel wall displacement, numerical results are listed for points including No.1, No.2 and No.3 (results for No 2 and 4 are identical due to symmetry).

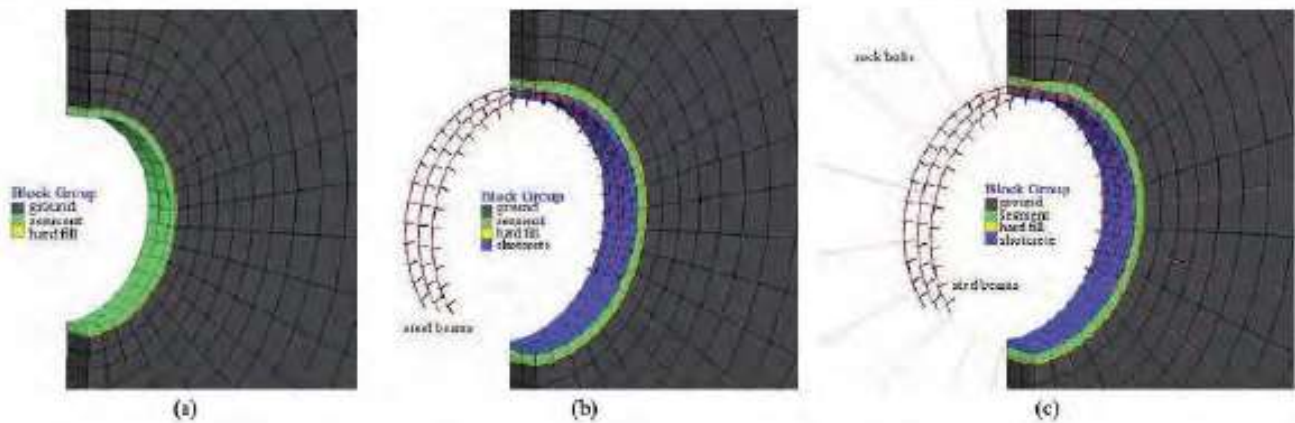


Figure 5. Sectional view of T26 excavation a) Original excavation with normal ground support including segmental lining b) Excavation with installation of steel beams, wire mesh and shotcrete on top of the standard lining c) Excavation with addition of long rock bolts besides all the previous support types (selected section between 28 and 30th m of tunnel excavation)

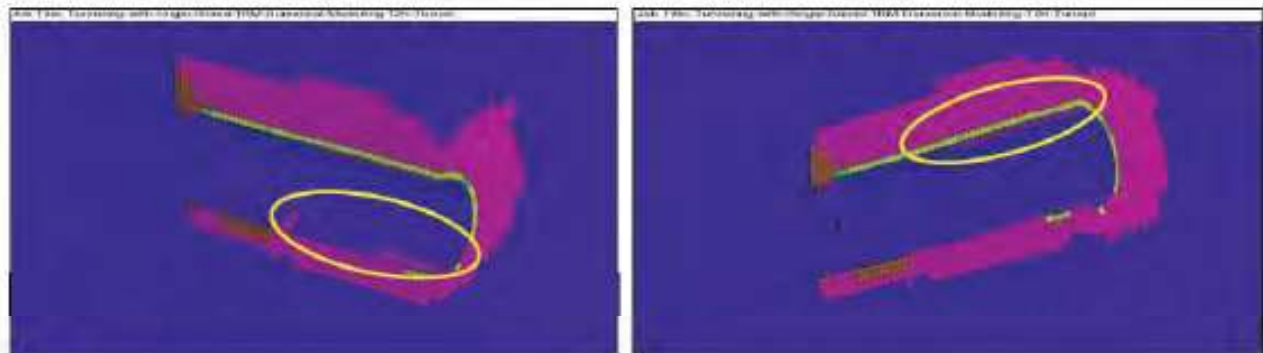


Figure 6. Failure zones created around tunnel as well as in the segmental linings

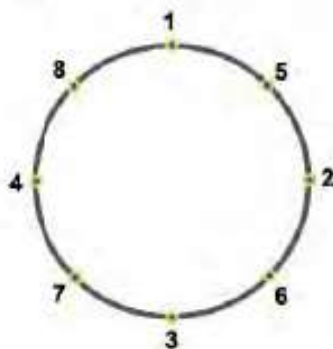


Figure 7. Monitoring points around tunnel, shield and lining circumference

The result of numerical analysis was used to develop longitudinal displacement profile (LDP) for the given points on the walls to evaluate contact pressures between rock and shield at these points. Using the graphs such LDP allows for verification of the results of

numerical analysis, since maximum ground displacements at each point on tunnel wall are predetermined and is equal to overcut at that point. This is because the maximum amount of displacement is limited by the convergence equal to the overcut at any given point since ground movement is programmed to stop at the shield, as discussed before.

Figure 8 is the LDP and contact pressure profile for the crown of tunnel (point No.1) at the contact points between rock mass and machine components. Where the gap is not fully closed the load is assumed to be zero. As shown in this figure, the closure of overcut between the cutter-head and ground as well as between the shield and ground occurs right after excavation and ground exerts maximum 1.64 MPa contact pressure to the shield. This value is about 1.46 MPa around segmental

lining and gradually rises to 1.63 MPa with time and movement of the tunnel face.

The analysis results for side wall and invert of tunnel at points No.2 and No.3 are shown in Figure 9. The LDP and contact pressure profile at tunnel wall or spring-line level (point No.2) on the cutter-head and on the

shield is calculated and ground exerts 1.62 MPa pressure to shield. Ground pressure around segmental lining is calculated 1.56 MPa but in this case, it decreases to 1.50 MPa with advancing of tunnel face. This reduction is due to failures in the crown segments as observed in the field.

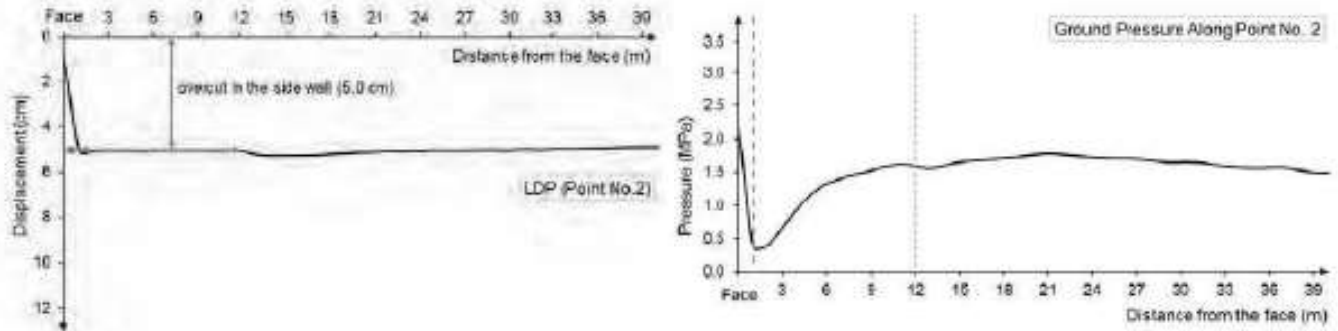


Figure 8. LDP and longitudinal contact pressure profile along point No.1 (tunnel crown)

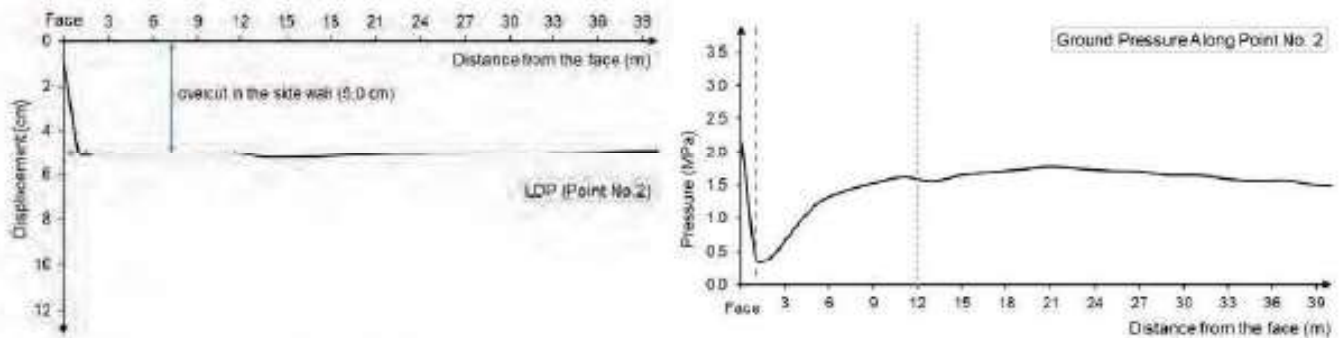


Figure 9. LDP and longitudinal contact pressure profile along point No.2 (tunnel side wall)

Since the overcut around tunnel circumference is not uniform and because of smaller overcut around the shield at the invert of tunnel. This provides larger contact pressures between ground and shield than other points and relaxation of stress in these points are lower than the points with larger overcut. In this case, ground applies 2.47 MPa to shield in the invert of tunnel (Fig. 10). Also ground pressure around lining has been calculated about 1.87 MPa after shield passing through and increases up to 2.85 MPa with tunnel advancing. The difference in the ground pressure at this level is due to increase

in-situ stress at the invert level and perhaps the weight of the machine.

Sectional ground pressure profiles between ground and shield as well as at boundary of the segmental linings for three different positions along the tunnel are extracted from numerical analysis results as shown in Figure 11. According to Figure 11a, maximum ground pressures around shield is 2.47 MPa in the invert. This is due to minimum overcut in this point lead to immediate closure of gap and supporting of the shield weight. Therefore contact pressure in this point is higher than other points.

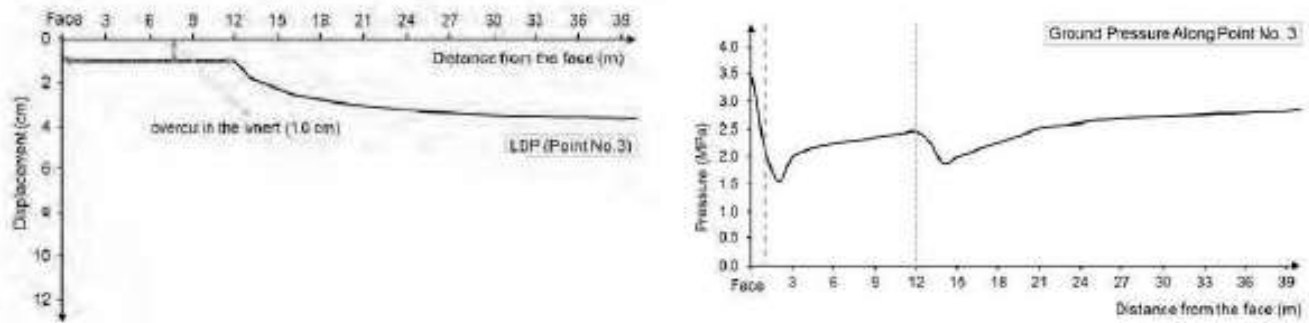


Figure 10. LDP and longitudinal contact pressure profile along point No.3 (tunnel invert)

Figure 11b show the ground pressure redistribution right after passing through shield and when first segmental ring is subjected to contact with backfill and ground. As can be seen in the Figure, Maximum ground pressure is calculated to be 1.87 MPa at the invert. Ground pressure values around lining increase with advancing of tunnel so that it reaches to 2.50 MPa in invert of tunnel and about 2 MPa at upper parts of the tunnel above spring line (Fig. 11c). This high value of pressure causes to failure of the segment at the crown of tunnel. Mechanism of failure is such that due to larger overcut as well as cavities at crown of tunnel due to over breaks, tensile cracks are created and propagated at outer surface of segment in the crown. This is followed by increasing of the axial thrust loading of the segment which causes cracks to propagate towards inner surface of segments. With the movement of the stress and gradual failure of the segment, high deformation occurs within the internal envelope of the tunnel. After progressive failure at crown, ground stresses around lining is redistributed as presented in Figure 11d.

Numerical analysis of installing additional supports such as steel beam, with wire mesh, and shotcrete, as well as installation of long rock bolts were also performed to evaluate their impact on tunnel stability. During excavation of T26 tunnel and after damages to the segments, the main objective of applying additional supports was to control deformations and prevent segment failures. On the other hand, use of rock bolts was used to strengthen the ground; hence prevent

transferring of high ground pressure to segmental rings.

Figure 12a shows ground pressures obtained from numerical analysis for T26 tunnel without installation of any additional supports. After the segments failures, the effect of installing additional supports such as steel beams with wire mesh and shotcrete as well as installation of long rock bolts are illustrated in Figures 12b and 12c. Figure 12b show the impact of installing steel beams with wire mesh and shotcrete. The loading diagrams indicate that the addition of steel beams is not effective at control of ground pressure, but it can stop deformations in the segments and prevent segment failures. However, application of rock bolts with steel beams and wire mesh as well as shotcrete has reduced the ground pressure around lining and prevented the transfer of loading and failures of the segments. On the other hand, the application of such supports is not very helpful to the crown segment of tunnel. Other ground support measures, perhaps ground improvement and strengthening methods such as grouting could reduce the deformation and ground pressure that results in segment failures.

6 COMPARTION OF RESULTS

In order to measure ground pressure and strains within the concrete segmental linings, load cells and strain gauges were installed on the outer surface of the segmental ring No. 477 (217+212 chainage). The sensors were installed in the crown, invert and side wall of tunnel to measure stresses on the segments

with respect to time and distance from the face. Positions of load cells and strain gauges on the segments of ring 477 are shown in Figure 13.

Measured stresses versus time on the crown, invert and side walls of tunnel are given in Figure 14. Stress measurements clearly reveal the characteristics of stress redistribution around Ring 477. Stress at the crown reaches up to 2.3 MPa whereas stresses at the invert and side walls are 3.4 MPa and 1.5 MPa, respectively. Figure 22

shows that there are remarkable stress levels that have caused some damages in the segments.

According to Figure 14, stress at the crown and upper shoulder of segmental lining increases and failure takes place as the ground continues to move and stresses is redistributed. After failure of the segment, deformation causes some stress relief at the crown. On the other hand, stress at the floor keeps increasing, leading to a complete failure at the floor of the tunnel.

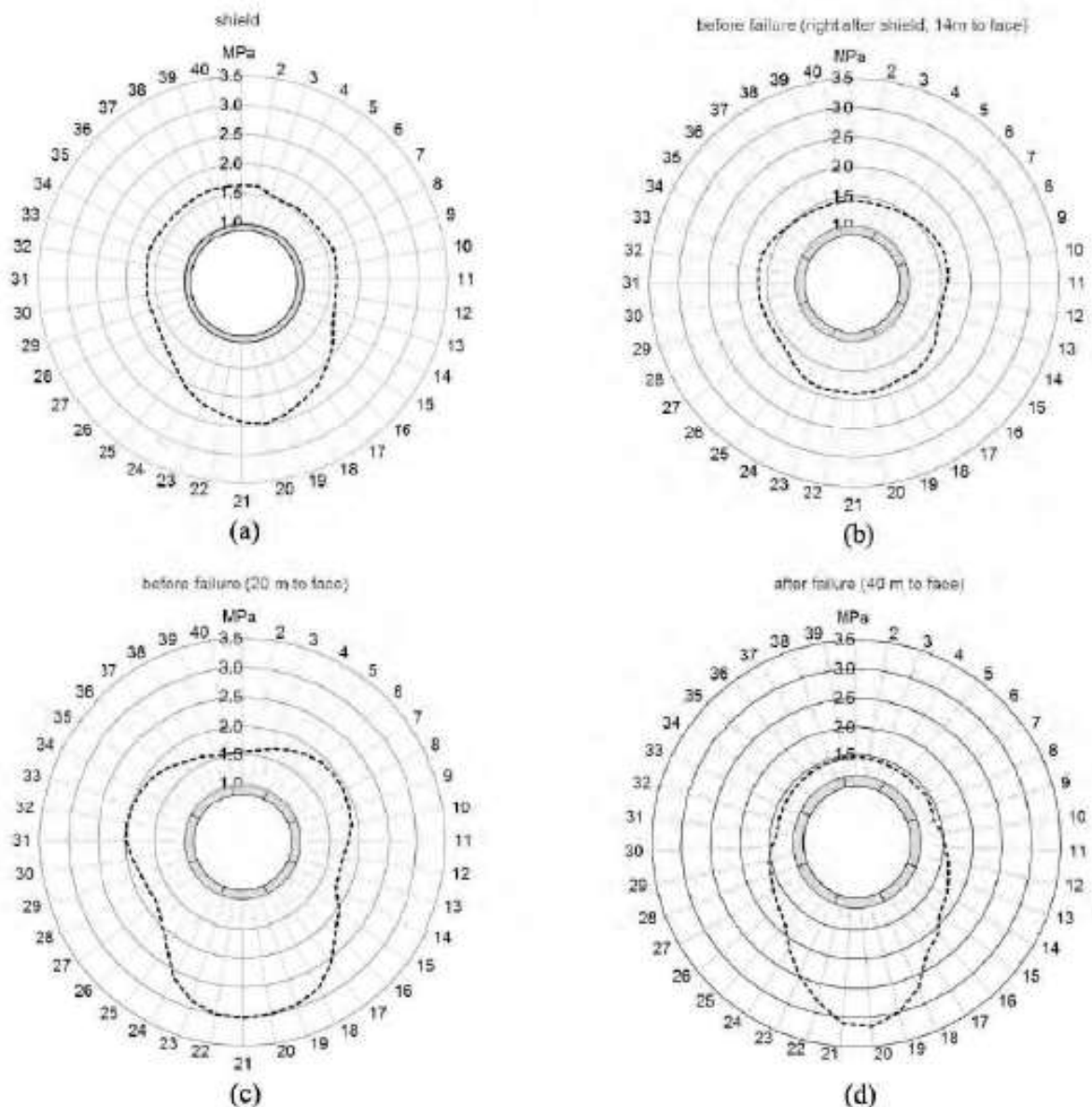


Figure 11. Distribution of ground pressure at the shield and boundary of the segmental linings for three different locations along the tunnel

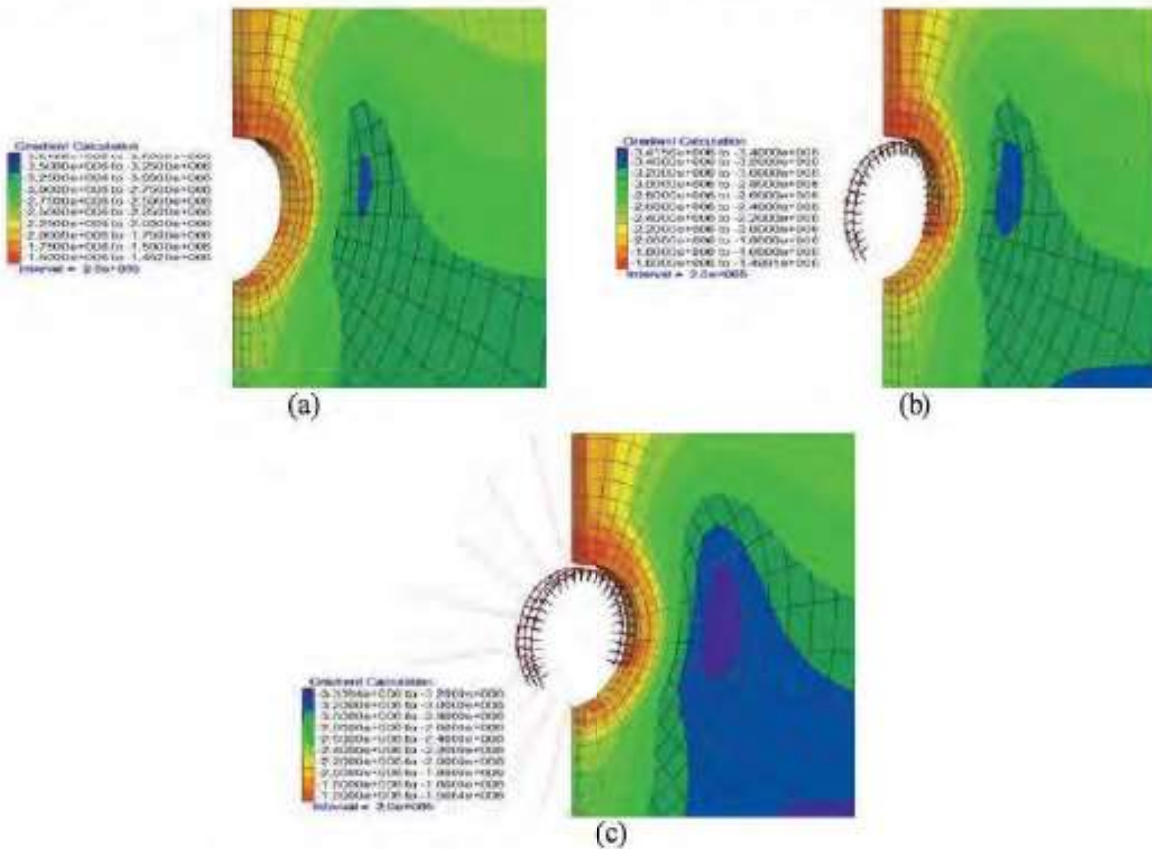


Figure 12. Ground pressure around segmental lining for excavation a) without installing any additional supports b) with installing steel beams with wire mesh and shotcrete c) with installing steel beams with wire mesh and shotcrete as well as applying long rock bolts

As Figure 14 reveals the amount of stress at the floor of the tunnel at the time of failure, which was measured at 2.6 MPa. Comparison of measured stress values with numerical results shows that there is a good agreement between results for the points on the side walls and invert of tunnel.

The calculated magnitude of ground pressure by numerical analysis is about 1.50 MPa, which is smaller than value measured at point No.1 of about 2.3 MPa. As mentioned before, there is massive overbreak in the crown during tunnel excavation which creates a large void above the tunnel that in some incidents has extended to the ground surface. The presence of the void above the crown of segments causes lack of support at the crown and allows for additional deformation of the ground to fill the void, thus increase ground pressure around shield and segmental lining. The phenomenon is similar to creation of a chimney above the tunnel that in some cases

extends to the surface and imposes a pressure equal to the weight of the entire column of rock against the lining. Meanwhile, the broken ground that fills the void does not have any strength to react to the lateral forces cause by the horizontal stresses, thus it can lead to the excessive loading in the segments in the crown and by extension, at the invert.



Figure 13. Load cell and strain gauges placed on the outer surface of segmental ring No.477

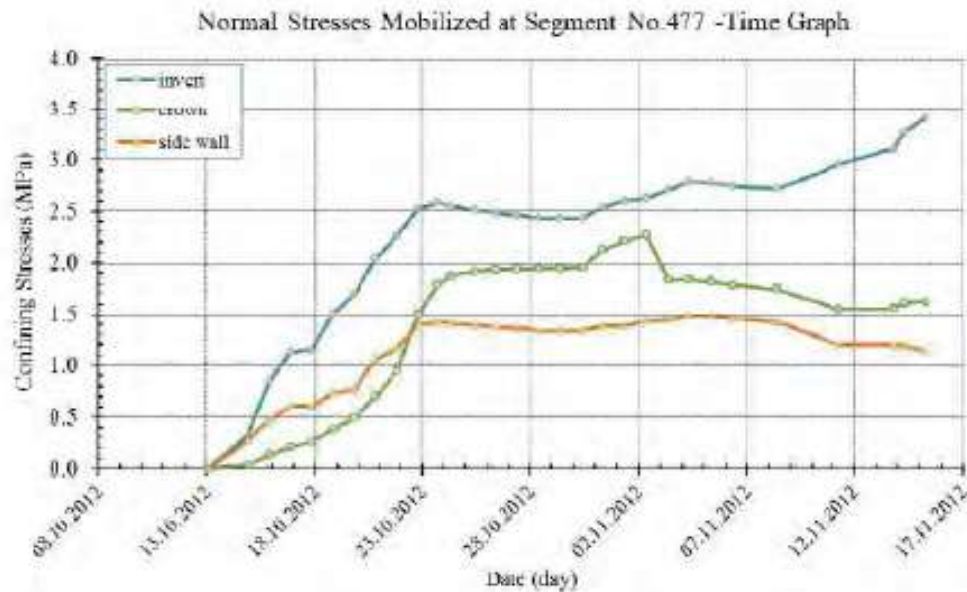


Figure 14. Measured stresses at Ring No.477

Furthermore, it should be noted that $FLAC^{3D}$ is not able to model phenomenon leading to excessive loading of the crown due to over excavation. Therefore the calculated pressure by numerical analysis is smaller than measured pressure at where there is over excavation. This can only be mitigated by changing the material properties at the crown to mimic the presence of weak broken rock in a column that extend several diameters above the tunnel. Also, the presence of localized high horizontal stresses cannot be ruled out since the observed phenomenon in the crown and invert of the tunnel can also be attributed to high horizontal stresses.

7 CONCLUSIONS

The main focus of this study was on numerical modeling of T26 tunnel to evaluate the impacts of configuration of the machine and its interaction with the squeezing ground in a true 3D simulation. For this purpose, a 3D numerical model of T26 tunnel where a single shield TBM is used for tunneling was developed to explain the observed segment failures in potentially squeezing ground.

The model estimates tunnel convergence during excavation and predicts the loads on the shield and segmental linings. By using the results of numerical analysis, maximum loads

applied to segmental rings were calculated and utilized for design of segments to avoid segment failures for the rest of tunnel. The modeling also included the simulation of the segmental lining as well as installing additional supports such as steel beams with wire mesh and shotcrete as well as applying long rock bolts.

The results are in good agreement with the observations at the site and the measured displacement and ground pressure data. The results also show that the additional support is somewhat effective in reducing the amount of displacement and convergence of the lining but not helpful in reducing the ground pressure. The comparison of the measured and estimated stresses within the segmental lining shows that the models are reliable for estimation of the stresses in the invert and sidewalls but not the crown. The lack of ability of the numerical modeling to accurately predict the stresses in the crown can be due to the large volume of overbreak in the roof or higher than anticipated horizontal stresses. Additional numerical analysis and back analysis of the observed failures is necessary to facilitate accurate prediction of the ground behavior for rest of tunnel.

REFERENCES

- Anagnostou, G., Cantieni, L., 2007. Design and analysis of yielding support in squeezing ground. In: *Proceedings of the second half century of rock mechanics and 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics (ISRM)*, Lisbon, Taylor & Francis Group, , London. 2, 829-832
- Barla, G., Zhao, K., Janutolo, M., 2011. 3D advanced modelling of TBM excavation in squeezing rock condition. In: *Proceedings of 1st Asian and 9th Iranian Tunn Symposium*, Tehran, Iran.
- Barla, G., 2001. Tunnelling under squeezing rock conditions. In: *Kolymbas, D. (Ed.), Euro Summer School on Tunnelling Mechanics*, Innsbruck, October 08-11, pp.169-268.
- Brinkgreve et al., 2004. *Plaxis Reference Manual*. Plaxis bv., The Netherlands.
- Cantieni, L., Anagnostou, G., 2009. The effect of the stress path on squeezing behaviour in tunnelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 42(2), 289-318.
- Farrokh, E., Rostami, J., 2009. Effect of adverse geological condition on TBM operation in Ghomroud tunnel conveyance project. *Tunnelling and Underground Space Technology* 24, 436-446.
- GZ (Gall Zaidler Consultants), 2012. Executive Summary Report on Segment Damages, Ankara-Istanbul High Speed Railway Project, Phase 2, T26 Tunnel.
- Hoek, E., Marinos, P., 2000. Predicting tunnel squeezing. *Tunnels and Tunnelling International* Part 1: November, 45-51. Part 2: December, 34-36.
- Hoek, E., 1998. Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science* 35, 63-68.
- Hoek, E., 2001. Big tunnels in bad rock. 2000 Terzaghi lecture. *The ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127 (9), 726-740.
- ITA, 2003. Long traffic tunnels at great depth. In: *ITA Working group N°17, Long tunnels at great depth*, Lausanne.
- Itasca, 2006. *FLAC3D Fast Lagrangian analysis of continua in 3D dimensions*. User's guide.
- Montoya, J. P., 1971. *Hormigón Armado Tomo 1*. Editorial Gustavo Gili, S.A., Barcelona.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2006. On the feasibility of TBM drives in squeezing rock conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology* 21(3-4), 262.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2010. Tunnel boring machines under squeezing conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology* 25, 139-157.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2011. The interaction between shield, ground and tunnel support in TBM tunnelling through squeezing conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 44, 37-61.
- SIAL Geoscience Consulting and Engineering, 2010. Geological and geotechnical report for Tunnel T26. No: EKD-BT26-JER-001-U0.
- Zhao, K., Janutolo, M., Barla, G., 2012. A completely 3D model for the simulation of mechanized tunnel excavation, *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (4), 475-497.

Prediction of Pressure on TBM through Squeezing Rocks

Sıkıştırılan Kayalarda TBM'e Gelen Basıncın Tahmini

Ö. Aydan

Tokai University, Shizuoka, Japan

M. Geniş

Bülent Ecevit University, Mining Engineering Dept., Zonguldak, Turkey

R. Hasanpour

Hacettepe University, Mining Engineering Dept., Ankara, Turkey

ABSTRACT In this study, the authors present a theoretical model for predicting the ground pressure on TBM shields through squeezing rocks for single and double shield types using the approach of Aydan et al. (1993, 1996). Examples of simulations for Uluabat tunnel excavated by a single shield TBM and suffered severe entrapment problems are given and discussed. Furthermore the results of a preliminary analysis of T26 tunnel for the high-speed railway project of Turkey that is excavated by a single shield TBM are given. The computations indicate that the TBM may suffer great pressures resulting in entrapment problems for this tunnel, provided that the reported ground conditions are really representative of actual conditions.

ÖZET Bu çalışmada yazarlar Aydan vd. (1993, 1996)'nin önerdiği yaklaşımı esas alarak sıkıştırılan kayalarda tek ve çift kalkan türü tünel açma makinalarına (TBM) gelebilecek basınçların tahmini için bir kuramsal yöntem önermektedir. Önerilen kuramsal yöntem kullanılarak değişik durumlar için sayısal örnekler sunulmuş ve geçmişte benzer ortamlarda büyük sorunların yaşandığı Uluabat tünelinin durumunu da incelenmiştir. Uygulamalardan biride şu anda inşa edilmekte olan hızlı tren yolu güzergahı boyunca ki T26 tüneldir. Eğer söz konusu jeolojik yapı geçerli olması halinde, yapılan sayısal analizler TBM üzerine gelecek basınçlar ve ilişkili yüklerin oldukça büyük olacağını göstermiştir.

1 INTRODUCTION

Tunnel excavation by Tunnel Boring Machines (TBM) has been more widespread in recent years as TBMs have become more flexible to response various ground conditions. Nevertheless, the squeezing or rock bursting of surrounding rock is still a major issue. Particularly jamming of TBMs becomes a major problem as it reduces the advance rate or a total abandonment of the excavation by TBM as it happened in Pinglin tunnel in Taiwan (Figure 1). It is known that the jamming of TBM in Uluabat Tunnel in Turkey was quite severe (Bilgin

and Algan, 2012) and similar problems were also observed in 10 km long Hida roadway tunnel (Aydan et al. 2001).



Figure 1. Entrapped TBM in Pinglin tunnel

The prediction of possible squeezing locations and subsequent pressure on TBMs and its intensity is very important issue for efficient tunnel excavation and implementation of countermeasures beforehand. To encounter adverse squeezing conditions, single and double shield types of TBMs are introduced.

It is known that a classical TBM excavation involves step-wise gaps between the machine and surrounding ground (Fig. 2). The head cutter has overcut picks, which produces the first gap between the machine and the tunnel surface. If a single shield machine were used, the second gap would be caused between tunnel segments and surrounding rock surface. If a telescopic double-shield machine were used, another gap would be introduced as illustrated in Figure 2.

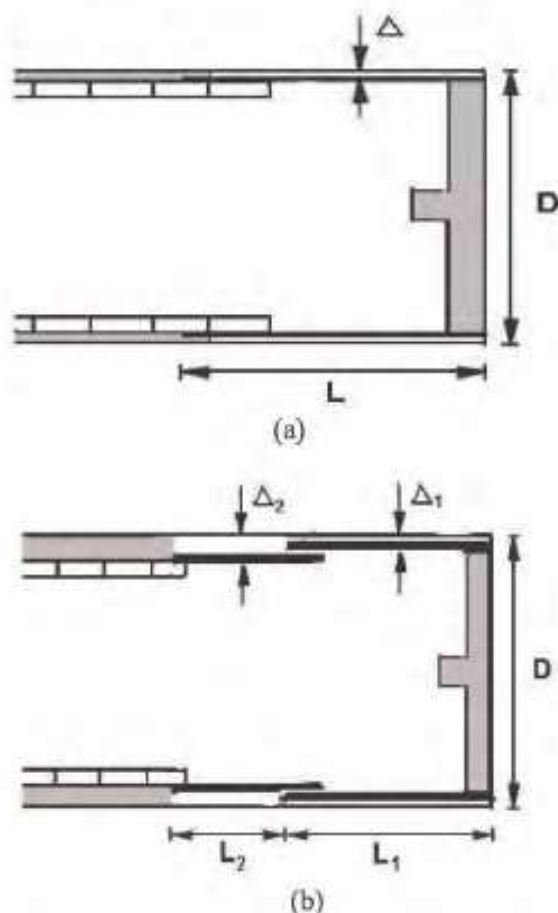


Figure 2. Illustration of TBM types; (a) Single shield, (b) Double shield (modified from Ramoni and Anagnostou, 2010)

At a given tunnel section, the pressure on the shields would be caused if the ground deforms in such a way that it fills the gaps. After each passage of shields and the installation of subsequent segmented lining, there would be a kind of unloading process in the pressure response while the ground would continue to deform. Although the modelling of the response of shields and segmented concrete lining would be quite simple, it would be quite cumbersome to model the interaction with surrounding ground in relation to the advance of the TBM that is more complicated.

2 ESTIMATION OF SQUEEZING LEVELS

Aydan et al., (1993) proposed a method for predicting the level of squeezing during tunneling through squeezing rocks. They derived some analytical solutions for circular tunnels in squeezing rocks by considering axisymmetric hydrostatic in-situ stress field for practical purposes and illustrating the fundamental concepts. The method was based on an elasto-plastic constitutive model with possible three zones around the tunnel as illustrated in Figure 3. The tangential strain for each squeezing level can be estimated from the following relations as given below:

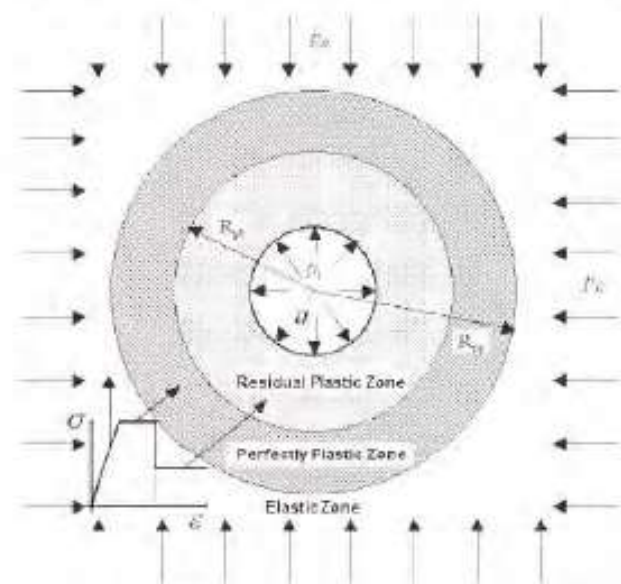


Figure 3. Illustration of conceptual zones around a tunnel in squeezing rock

Elastic State

$$\xi = \frac{\epsilon_{\theta}^o}{\epsilon_{\theta}^e} = 2 \left(\frac{1-\beta}{\alpha} \right) \leq 1 \tag{1}$$

Elastic-Perfectly Plastic State

$$\xi = \frac{\epsilon_{\theta}^o}{\epsilon_{\theta}^e} = \left\{ \frac{2 [(q-1)+\alpha]}{(1+q)[(q-1)\beta+\alpha]} \right\}^{\frac{1}{(q-1)}} \tag{2a}$$

$$\frac{R_{pp}}{a} = \left\{ \frac{2 [(q-1)+\alpha]}{(1+q)[(q-1)\beta+\alpha]} \right\}^{\frac{1}{(q-1)}} \tag{2b}$$

Elastic perfectly plastic & brittle plastic state

$$\xi = \frac{\epsilon_{\theta}^o}{\epsilon_{\theta}^e} = \eta_{sp} \left\{ \frac{2 [(q-1)+\alpha] (\eta_{sp})^{\frac{(q-1)}{q-1}} - \frac{\alpha}{q-1} + \frac{\alpha^*}{q^*-1}}{\beta + \frac{\alpha^*}{q^*-1}} \right\}^{\frac{1}{(q-1)}} \tag{3a}$$

$$\frac{R_{pp}}{a} = \left\{ \frac{2 [(q-1)+\alpha] (\eta_{sp})^{\frac{(q-1)}{q-1}} - \frac{\alpha}{q-1} + \frac{\alpha^*}{q^*-1}}{\beta + \frac{\alpha^*}{q^*-1}} \right\}^{\frac{1}{(q-1)}} \tag{3b}$$

where $\beta = \frac{p_l}{p_0}$; $\alpha = \frac{\sigma_c}{p_0}$; $\alpha^* = \frac{\sigma_c^*}{p_0}$; $q = \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi}$;
 $q^* = \frac{1+\sin \phi^*}{1-\sin \phi^*}$

It is known that the tunnels are three-dimensional structures. This three dimensional effect must be considered in relation to the face advance (Aydan 2011). There are several approaches how to model it. Aydan et al. (1992) proposed a procedure for evaluating the effect of face advance on the deformation behavior of circular tunnels using the equivalent excavation pressure concept similar to those used in 2D finite element analyses to simulate the face effect in tunneling.

$$\frac{p_e}{p_0} = \frac{e^{-bx/D}}{1/B + e^{-bx/D}} \tag{4}$$

where x is distance from tunnel face and the values for coefficients B and b suggested by Aydan et al., (1992) are 2.33 and 1.7, respectively. However, it should be noted that there would be a certain radial displacement occurred at the face of the tunnel, which may be called as initial displacement. For example, if surrounding rock mass behaves elastically at the position of face arrival, the radial displacement would be given as

$$u_o = \frac{1}{3} \cdot \frac{1+\nu}{E} p_o a \tag{5}$$

3 ESTIMATION OF PRESSURES ON THE SHIELD OF TBM

3.1 Mechanical Modelling of the Shield

The shield of a tunnel-boring machine (TBM) can be envisaged as a thin cylindrical shell. Although the stress-strain state of the shield can be modeled as a thick-wall cylindrical body, it can be simplified to the thin cylindrical body by the virtue of its large diameter ($D=2a$) of the shell with respect to its thickness (t). Thus, the pressure (p_i) on the shield can be related to the radial deformation (Δu) of surrounding rock as follow:

$$p_i = \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \frac{t}{a} \Delta u \quad \text{or} \quad p_i = k_s \Delta u \tag{6}$$

where E_s , ν_s and k_s are the elastic modulus, Poisson's ratio and stiffness of the shield, respectively. The tangential stress (σ_{θ}) in the shield can also be related to the ground pressure on the shield as follows:

$$\sigma_{\theta} = \frac{a}{t} p_i \tag{7}$$

It should be noted that the shields are stiff and surrounding rocks are soft so that they can easily yield either by compressive failure or buckling. Pressure at the buckling limit of shields can be derived as (i.e. Von Mises, 1914; Timoshenko and Gere, 1961):

$$p_{\sigma} = \frac{E_s}{4(1-\nu_s^2)} \left(\frac{t}{a} \right)^3 \tag{8}$$

It is most likely that the shield would buckle rather than fail by compressive yielding under normal circumstances in view of the ratio of shield radius to its thickness.

3.2 Estimation of Gravitational Pressure on the Shield

The gravitational force due to dead weight of rock mass in the residual plastic region may exert additional force act on the TBM. Such a pressure can be estimated from the following relation (see i.e. Aydan (1989, 1994):

$$p_g = \left[1 - \left(\frac{a}{R_p} \right)^{q^*-2} \right] \frac{\gamma a}{q^*-2} \tag{9}$$

As it is noted from the above equation, the gravitational pressure of the rock mass under residual plastic state may be of great value if

the friction angle becomes less than 30 degrees.

It should be also pointed out that the loose rock mass may also cause great loads on the shield of TBMs, which may result in the entrapment of TBMs. However, this is a different issue having an entirely different mechanism and it is nothing to do with squeezing conditions of surrounding rocks. Nevertheless, it is often the case these two different situations are mixed up and cause confusions in practice. It should be clearly stated that when squeezing condition prevails, surrounding rock mass would deform into the tunnel from its entire perimeter and it is not only from the roof.

3.3 Modelling Interaction between TBM Shields and Surrounding Ground

As explained and illustrated in Figure 2, there are several gaps between the TBM shield/s and surrounding ground depending upon the type of the TBM. If it is a single shield, the gap between the shield and surrounding ground due to the TBM excavation is Δ_1 , while it would be consists of two gaps ($\Delta_1 + \Delta_2$) when telescopic shields are used. When the interaction between the shield and surrounding ground is simulated, the initial displacement given by Eq. (5) should be added to these gaps. The anticipated pressure responses depending upon single and double shield type TBM are illustrated in Figure 4. As noted from the figure, when ground behaves elastically, depending upon depth of overcuts, there may be no pressure acting on the shield.

However, the pressure may be quite high when ground starts to behave particularly in brittle plastic manner. For example, the pressure on the double shield TBM would like a saw-tooth-like during the advance of the tunnel. If the contribution of the dead weight of the plastic zone becomes great, the final load on tunnel segments is expected to be very large.

3.4 Estimation of Thrust Force on the Shield of TBMs

The thrust force on the shield of a TBM depends upon the skin friction between surrounding rock and the metallic shield and rock pressure acting on the shield. Under general circumstances, the skin-friction coefficient (μ) is about 0.4-0.5 and it can be reduced to 0.2-0.3 by lubrication. The thrust force can be obtained using the following equation

$$T = 2\pi a \int_{\xi=0}^{L_c} \mu p_r(\xi) d\xi \quad (10)$$

where L_c is the length of the shield in contact with surrounding rock.

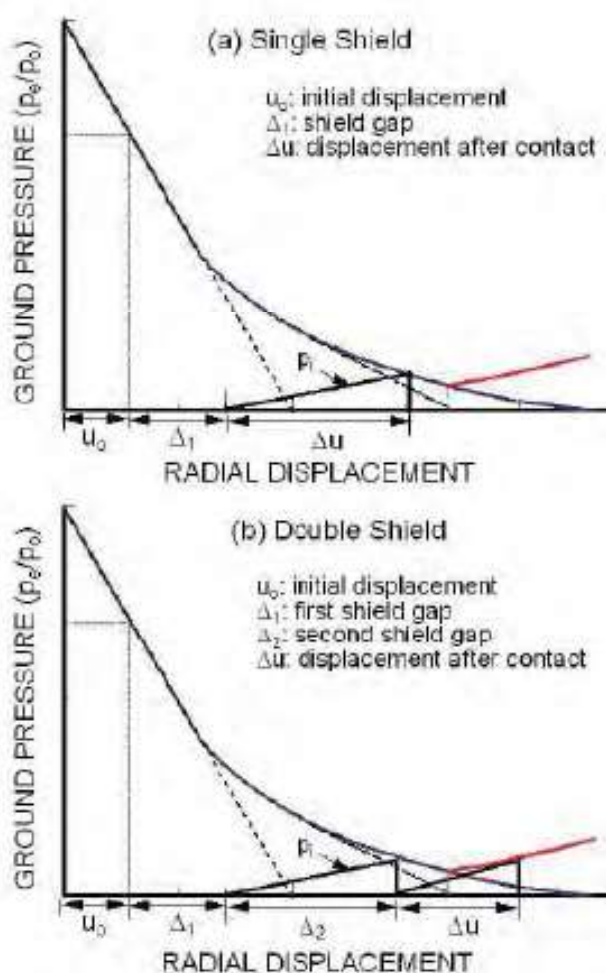


Figure 4. Illustrations of ground reaction responses of TBM in squeezing rock; (a) Single shield, (b) Double shield

3.5 Effect of Time-dependency

It is known that every geomaterials has time-dependent characteristics and time-dependent deformation would occur. This issue in tunneling through squeezing rocks was addressed by several researchers (i.e. Aydan et al. 1996; Barla 1995, 2002; Barla and Pelizza, 2002; Gioda and Cividini, 1996; Malan, 2002; Sterpi and Gioda 2009). Time dependent deformation of tunnels due to creep characteristics are observed for a certain period of time, say, in weeks, months and years (i.e. Aydan et al., 1995, 1996).

There are also some time-dependency issues caused by water migration in the rock mass. Such issues may be initial contraction and subsequent swelling of rocks having minerals susceptible to volumetric changes and variations of geomechanical properties of surrounding rock in relation to saturation (i.e. Colback and Wiid, 1965; Aydan 2003, Aydan and Ulusay 2003) as well as effective stress changes (Ramoni and Anagnostou, 2010). As excavation creates a free surface so that ground water moves towards the tunnel resulting in the increase of effective stress and loss of water, which will induce the volumetric contraction of rock mass (i.e. Aydan et al. 2009). Both actions have positive effects on tunnel stability. However, the flow of ground water towards the tunnel may wash away soft materials causing the loosening of rock mass and also resulting in seepage-induced failure of rock mass above the tunnel roof and sidewalls. Nevertheless, these issues are often mixed up with squeezing and it is nothing to do with squeezing phenomenon of rock masses.

4 EXAMPLES OF APPLICATIONS

In this section, several examples of applications of the approach proposed in the previous section are given. The first applications involve the applications of the approach to jamming problems observed in the Uluabat power tunnel, which are described in details by Bilgin and Algan (2012). Then, the application of the approach to T26 tunnel within the high-speed railway project in Bilecik province of Turkey

is given to illustrate how to predict possible jamming locations as well as high-pressure problems beforehand.

4.1 Uluabat Power Tunnel

Uluabat power tunnel is 11.465 km long in Bursa province of Turkey and having a diameter of 5.05 m. The maximum overburden is about 300 m and it passes through Karakaya formation, which consist of meta-mudstone, meta-sandstone, meta-siltstone and graphitic schist, and Akçakoyun limestone formation. Severe squeezing problems were encountered during the excavation in Karakaya formation when overburden exceeded 100 m. The squeezing phenomenon was quite heavy when it crossed through fault zones of thrust type. However no squeezing was observed during tunneling through Akçakoyun limestone formation. Karakaya formation was classified into III, IV and V classes in RMR classification system. The authors also attempted to classify rock mass conditions at Uluabat power tunnel using a new classification system called Rock Mass Quality Rating (RMQR), which is proposed by Aydan et al. (2013). Table 1 gives RMQR rock classes and their values together with the classification reported by Bilgin and Algan (2012) including borehole core logs and their descriptions in their article.

Table 1. Rock classifications

RMR	RMR Value	RMQR	RMQR
III	$41 \leq RMR = 60$	IV	44-52(48)
IV	$21 \leq RMR = 40$	V	26-34(30)
V	$RMR < 21$	VI	9-13(11)

Using the average values of RMQR and intact rock properties and the approach proposed Aydan et al. (2013), one can easily obtain the following geomechanical properties of rock mass for each rock class as given in Table 2.

We utilize the procedure initially proposed by Aydan and Dalgıç (1998) to estimate squeezing potential of the Uluabat tunnel using rock classifications as the original approach of Aydan et al. (1993,

Table 2. Estimated geomechanical properties

Property	IV	V	VI
σ_m (MPa)	6.67	3.33	1.0
E_m (MPa)	2660	1334	400
ν_m	0.27	0.33	0.41
ϕ_m (°)	38.8	31.1	23.0
c_m (MPa)	0.865	0.433	0.130
σ_{sm} (MPa)	0.433	0.217	0.065

1996) is based on P-wave velocity of rock masses. A single shield used in the Uluabat power tunnel, whose length is 12 m and overcut gap is 3 cm. For computations for three rock classes, overburden depths were selected as 125 m and 265 m. Figure 5 shows the ground reaction curve and response of pressure on the shield. If tunnels continue to deform, the pressure on the shield would gradually decrease with the advance of tunnel. If deformation were fully encountered by the shield, the pressure would then continue to remain the same.

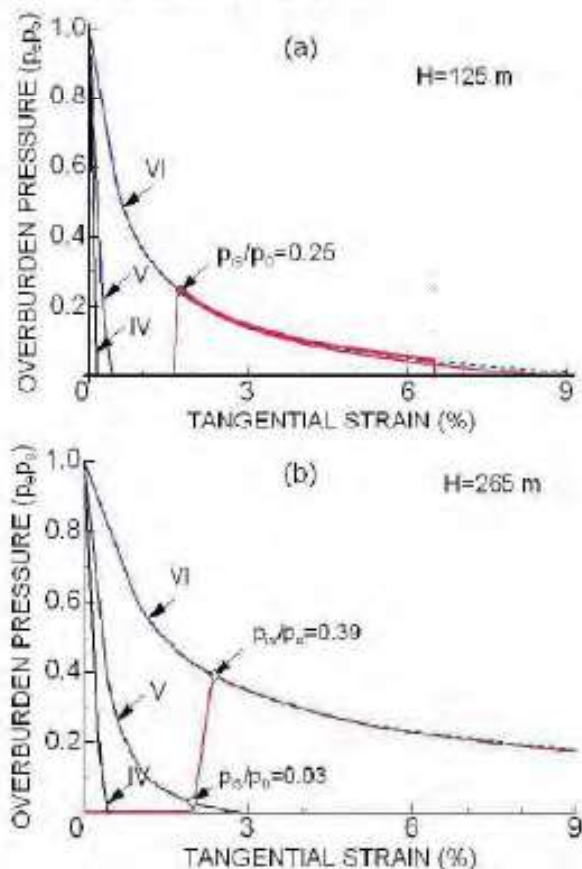


Figure 5. Ground response curves and response of pressure on the shield for overburden depths of 125 m (a) and 265 m (b), respectively

It is interesting to note heavy squeezing occurs in rock class VI and the pressure normalized by the overburden is about 0.25. However, if the overburden depth is 265 m, the pressure on the shield is 0.39 times the overburden pressure. Furthermore, Rock Class V also exhibits squeezing behavior and the pressure is 0.03 times the overburden pressure. When rock mass behaves elastically or elastic-perfectly plastic manner, no pressure acts on the shield of the TBM.

Bilgin and Algan (2012) reported that time dependent behavior was observed at Uluabat power tunnel and the closure reached to 1 m at some sections. It was also reported that time dependent behavior continued for about 11 months. Although there is no data on time dependent characteristics of surrounding rock, the authors have attempted to back-analyze the response reported by Bilgin and Algan (2012) and computed possible time-dependent pressure on the concrete lining installed after the passage of the shield. The retardation time of surrounding rock was found to be 50 days and the long-term strength of rock mass was 50% of the short-term strength. Aydan et al. (1996) incorporated the time dependency characteristics of squeezing rocks into their approach utilizing the conceptual model proposed by Ladanyi (1974, 1993).

The length of the shield was 12 m and it was assumed that the total gap associated with excavations and installation of concrete linings was 6 cm. This corresponds to a initial strain of 2.4% before the installation of segments of the concrete lining. The lining was modeled as a thin-walled cylindrical shell and its support reaction was computed as shown in Figure 6(a) using the Eq. (6). As expected, the pressure would increase as time goes by. Additional computation was carried out for the displacement response of the tunnel wall for various support pressure as shown in Figure 6(b). The maximum support pressure of the concrete lining was expected to be more than 1 MPa. The computed results indicate the displacement of the tunnel wall would be leveled off after 6-8 months provided that support pressure can be maintained as assumed.

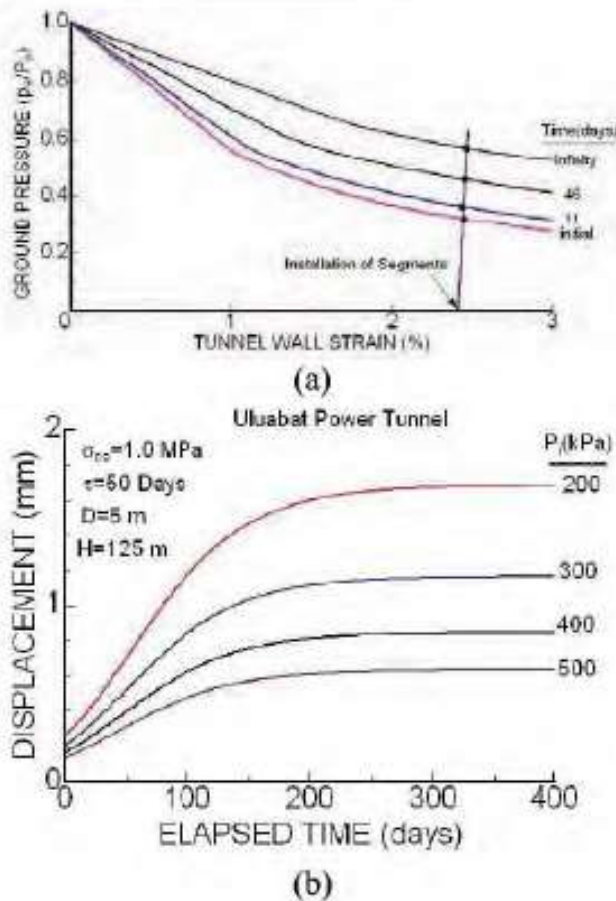


Figure 6. Time dependent response of Uluabat power tunnel (a) time-dependent ground reaction curves, (b) tunnel-wall displacement for different support pressure.

4.2 T26 Tunnel

A rapid train railway line project connecting Istanbul to Ankara is under construction and the route of the railway line passes through some mountainous areas particularly in the Bilecik province of Turkey. One of the longest tunnel is known as T26 and passes through weak graphitic schistose rock with a maximum overburden of 233 m. 6 borings were done along the tunnel alignment. Some laboratory experiments were carried out on the rock samples and they are summarized in Table 3.

The RMQR value along the tunnel alignment is 25 and it belongs to the Rock Class V. The estimated geomechanical properties of rock mass are given in Table 4 for average properties of intact rock.

Table 3. Geomechanical properties from laboratory tests

Property	Min	Max	Average
γ (kN/m ³)	22.4	28.1	25.0
σ_c (MPa)	12.8	57.8	25.0
E (GPa)	1.5	28.4	12.0
ν_m	0.17	0.30	0.24
ϕ (°)	27.0	38.0	33.0
c (MPa)	3.9	14.0	9.5
σ_t (MPa)	2.1	10.0	6.0

Table 4. Estimated geomechanical properties

Property	RMQR=25
σ_m (MPa)	1.32
E_m (MPa)	628
ν_m	0.41
ϕ_m (°)	15.67
c_m (MPa)	0.497
σ_{tm} (MPa)	0.314

The geomechanical investigations on surrounding rock are actually quite limited and very few boring data is available. Based on the approach of Aydan and Dalgıç (1998) and Aydan et al., (2000, 2001, 2013) together with replacement of RMR by RMQR, the authors estimated geomechanical properties of surrounding rock using some rock classification data together with those for intact rock. RMQR values (Aydan et al. 2013) are estimated from the geotechnical reports and RMR values of surrounding rock.

Using the methodology described in previous sections, the squeezing levels and pressure on the shield of TBM can be computed to predict the possible problematic locations along the tunnel alignment. This could be of great value for engineers to deal possible problems during the tunnel excavation. Although it is needless to say, the evaluation of rock conditions along the tunnel alignment is very important.

A series of computation carried out to estimate squeezing levels defined by Aydan et al. (1993) and pressure on a single shield TBM and the results are shown in Figure 7. As noted from the figure, the tunnel would be subjected to heavy squeezing problems for a great length and the entrapment of the TBM

would be major issue during the excavation. Furthermore, the pressure on shield may be very high up to 0.48 times the overburden pressure. The estimations indicate that the TBM would suffer great pressures resulting in entrapment problems of TBM for this tunnel. However these results are only valid if reported characteristics of surrounding rock are basically similar to those of actual characteristics.

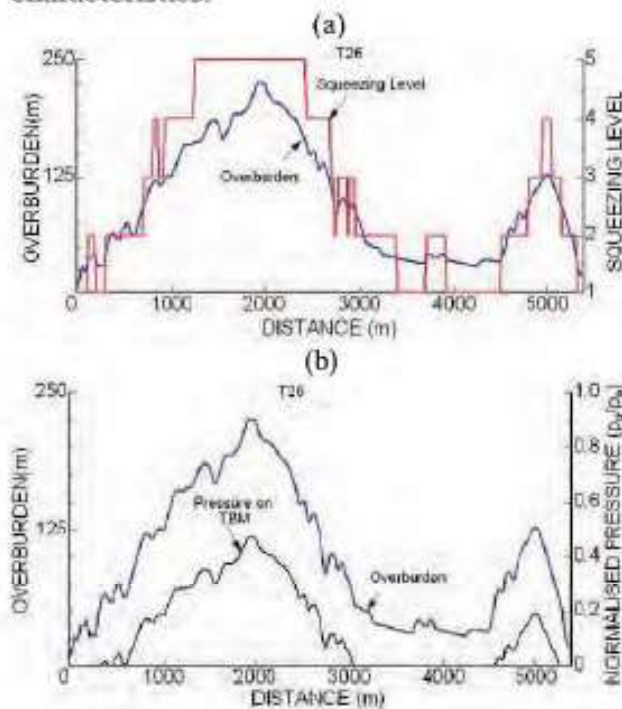


Figure 7. Estimation of squeezing levels and pressure on the TBM shield along T26 tunnel.

As the maximum overburden is about 233 m, computations are carried out for RMQR value of 25 and results are shown in Figure 8. The results clearly indicate that the TBM shield would experience very high ground pressures. Another important conclusion is that the pressure on the TBM would develop very rapidly.

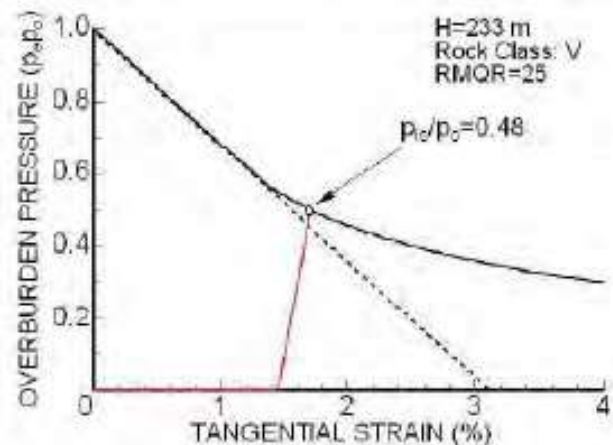


Figure 8. Ground response curves and response of pressure on the shield for overburden depths of 233 m.

5 CONCLUSIONS

In this article, the authors presented an analytical procedure based on the approach of Aydan et al. (1993, 1996) for modelling pressures acting on the shields of TBM during excavation through squeezing rock mass. The theoretical model can be used to predict the ground pressure on TBM through squeezing rocks for single and double shield type TBMs. Several examples of applications of the procedure to Uluabat power tunnel, which experienced very heavy squeezing problems and entrapment of the TBM for typical overburdens, are presented. These results clearly showed that the entrapment problem should have been expected during the excavation in Karakaya formation beforehand. However, such predictions undoubtedly require a detailed geotechnical investigation before the commencement of the excavation. Nevertheless, the computations based on the actual ground conditions are of great value for engineers, who might be dealing with similar problems in the future.

Next, T26 tunnel in the Bilecik province of Turkey in association with a rapid train railway project connecting Istanbul to Ankara under construction was analyzed using the procedure described in this article. The first analysis was to identify the potential locations where heavy squeezing problems and entrapment of the TBM might occur before

the commencement of the excavation. The results indicated that for a great length of the tunnel, heavy squeezing problem together with the entrapment of the TBM should have been expected. For the section where the overburden is highest, a ground reaction curve together with the response of the tunnel shield is computed. The results indicate that the pressure on the shield of the TBM could be very high up to 0.48 times the overburden pressure. This value clearly indicates that the feasibility of the excavation of the tunnel by TBM is quite questionable for the given conditions. Such conditions may even imply the re-evaluation of the alignment of the railway project as a whole.

Another major issue with the T26 tunnel is the insufficiency of the geological and geotechnical investigations. The available data indicates that the tunnel should not be feasible to be excavated by the TBM and the decision makers must be severely criticized.

KAYNAKLAR

- Aydan, Ö., 1989. *The Stabilisation of Rock Engineering Structures by Rockbolts*. Ph.D. Thesis, Nagoya University, 240.
- Aydan, Ö., 1994. *Rock Reinforcement and Support*, Chapter 7, in *Introduction to Rock Mechanics*, Editors V.S. Vukuri, K. Katsuyama, Industrial Publishing and Consulting, inc., Tokyo, 193-248.
- Aydan, Ö., 2003. The moisture migration characteristics of clay-bearing geo-materials and the variations of their physical and mechanical properties with water content. *2nd Asian Conference on Saturated Soils, UNSAT-ASIA 2003*, 383-388.
- Aydan, Ö., 2011. Some issues in tunnelling through rock mass and their possible solutions. *Proc. First Asian Tunnelling Conference, ATS-15*, 33-44.
- Aydan, Ö., Dalgıç, S., 1998. Prediction of deformation of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian Fault Zone (NAFZ). *Reg. Symp. On Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, 228-233.
- Aydan, Ö., Geniş, M., 2010. A unified analytical solution for stress and stress fields about radially symmetric openings in elasto-plastic rock with the consideration of support system and long-term properties of surrounding rock. *International Journal of Mining and Mineral Processing, I(1)*, 1-32.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., 2003. Geotechnical and geoenvironmental characteristics of man-made underground structures in Cappadocia, Turkey. *Engineering Geology*, 69, 245-272.
- Aydan, Ö., Sezaki, M., Kawamoto, T., 1992. Mechanical and numerical modelling of shotcrete, *NUMOG IV - Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, 757-764.
- Aydan, Ö., Akagi, T., Kawamoto, T., 1993. Squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 26(2), 137-163.
- Aydan, Ö., Akagi, T., Ito, T., Sato, J., 1995. Prediction of deformation behaviour of a tunnel in squeezing rock with time-dependent characteristics. *Numerical Models in Geomechanics NUMOG V*, 463-469.
- Aydan, Ö., Akagi, T., Kawamoto, T., 1996. The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction with examples taken from Japan. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29(3), 125-143.
- Aydan, Ö., Dalgıç, S., Kawamoto, T., 2000. Prediction of squeezing potential of rocks in tunnelling through a combination of an analytical method and rock mass classifications. *Italian Geotechnical Journal*, 34(1), 41-45.
- Aydan, Ö., Geniş, M., Akagi, T., Kawamoto, T., 2001. Assessment of susceptibility of rockbursting in tunnelling in hard rocks. *Int. Symp. on Modern Tunnelling Science and Technology, IS-KYOTO 2001*, 1, 391-396.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Tokashiki, N., 2013. A new Rock Mass Quality Rating System: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, DOI 10.1007/s00603-013-0462-z.
- Bilgin, N., Algan, M., 2012. The performance of a TBM in a squeezing ground at Uluabat, Turkey. *Tunnelling and Underground Space Technology* 32, 58-65.
- Barla, G., 1995. Squeezing rocks in tunnels. *ISRM News J. II*, 44-49.
- Barla, G., 2001. Tunnelling under squeezing rock conditions. *Eurosummer-School in Tunnel Mechanics*, Innsbruck, Logos Verlag Berlin. 169-268.
- Barla, G., Pelizza, S., 2000. TBM tunnelling in difficult ground conditions. *GeoEng2000-International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*, Melbourne, Volume 1, Technomic Publishing Company Inc. Lancaster, 1471-1489.
- Broch, E., 1979. Changes in rock strength by water. *Proceedings of the IV. International Society of Rock Mechanics*, Montreux, 1, 71-75.
- Colback, P.S.B., Wiid, B.L., 1965. The influence of moisture content on the compressive strength of rock. *Proceedings of the 3rd Canadian Rock Mechanics Symposium*, 65-83.

- Gioda, G., Cividini, A., 1996. Numerical methods for the analysis of tunnel performance in squeezing rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29, 171-193.
- Ladanyi, B., 1974. Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings. *3rd Congress of International Society of Rock Mechanics*, Denver, 2B, 1150-1165.
- Ladanyi, B., 1993. Time-dependent response of rock around tunnels. In: Hudson, J. A. (ed), *Comprehensive Rock Engineering*, Pergamon Press, 2, 78-112.
- Malan, D. F., 2002. Simulating the time-dependent behaviour of excavations in hard rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 35, 225-254.
- Ramoni, M., Anagnostou, G., 2010. Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25, 433-455.
- Sterpi, D., Gioda, G., 2009. Visco-Plastic Behaviour around Advancing Tunnels in Squeezing Rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Volume 42(2), 319-339.
- Timoshenko, S., Gere, J., 1961. *Theory of Elastic Stability*, McGraw Hill, New York.
- Von Mises, R., 1914. Der kritische Außendruck zylindrischer Röhre (The critical external pressure of cylindrical tubes, in German). *VDI-Zeitschrift*, 58, 750-755.

Kesicilerin Çamurla Tıkanmasının Tünel Açma Makinası (TBM) Performansına Etkisi

Effect of Cutter Clogging on Performance of Tunnel Boring Machine (TBM)

N. İlci, M. Temel, S. Sezgin
İlci Holding, İlci İnşaat, Ankara

C. Polat, N. Bilgin
İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET Suruç tüneli 17 km uzunluğu ile Türkiye'deki en uzun su tünelidir. Tünelde bir adet çift kalkanlı, 7.88 m çapında TBM kullanılmaktadır. Jeoloji genel olarak killi kireçtaşı ve marn içermektedir. Tünel inşaatı sırasında karşılaşılan killi yapıların su ile etkileşimi sonucu kesici kafada bulunan kesici diskleri sıkıştırması, TBM in performansını oldukça olumsuz yönde etkilemektedir. İlk olarak kazı sırasında kayıt edilen verilerden TBM in performansı incelenmiş ve sıkışmanın etkisi tork, baskı kuvveti, spesifik enerji, kesme derinliği, net kazı miktarı üzerinde açıklanmıştır.

ABSTRACT Suruc tunnel is the longest water tunnel excavated in Turkey. In Suruc a double shield TBM of 7.88 m diameter is used by the contractor. Geological formation is mainly clayey limestone and marn. Clayey minerals with the effect of water cause clogging of the cutterhead decreasing TBM performance dramatically. Data recorded during the construction was analyzed carefully and it is shown that the effect of clogging shows negative impact on torque, thrust, and specific energy, depth of cut and instantaneous cutting rate.

1 GİRİŞ

Suruç tüneli 17185 metre uzunluğu ile Türkiye'deki en uzun su tünelidir. Bu projenin amacı 90 m³/sn suyu 95000 hektarlık tarım arazisine taşımaktır. 7.88 metre çapında sert kaya TBM i halen tünelde kullanılmaktadır. Bu çalışmada killi minerallerin su ile etkileşimleri sırasında yarattığı sıkışmanın TBM performansına olan etkisi incelenmiştir. Şekil 1'de projenin Türkiye'deki yeri gösterilmektedir.

Thewes vd (2004, 2013) ilk olarak çamur basınçlı TBM lerde ve sonrasında bütün kalkanlı TBM lerde killi minerallerin TBM i sıkıştırma etkilerini incelemiştir. Zumsteg vd (2012) killerin yapışma davranışlarını laboratuvar deneyleriyle ortaya koymuşlardır.

Feinendegen ve arkadaşlarının da (2011) pası basınçlı TBM lerde killerin sıkışma davranışı üzerinde çalışmaları bulunmaktadır.

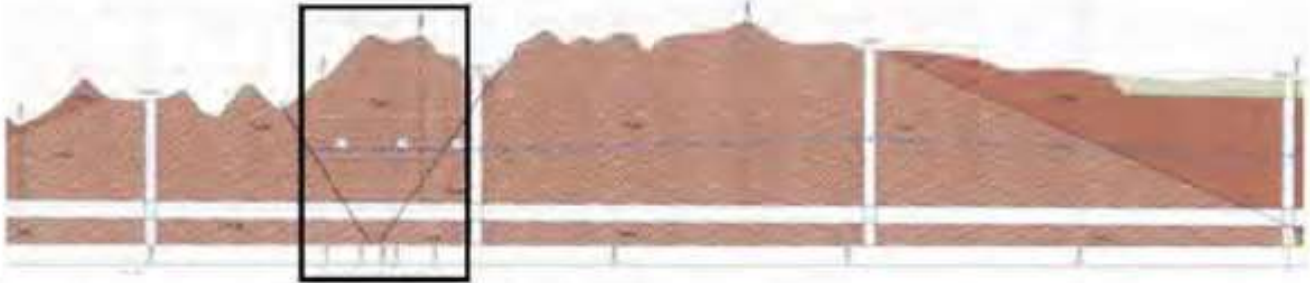


Şekil 1. Projenin yeri ve konumu

2 JEOLJİ

Jeoloji genel olarak 3 ana kısımda incelenmektedir. Gaziantep formasyonunu oluşturan yapılar ise killi kireçtaşı, tebeşirli kireçtaşı ve kiltası olarak adlandırılmaktadır. Fiziksel ve mekanik özellikleri arasında ise

1-12 GPa arasında Elastik modülü ve 2-44 MPa arası basınç dayanımı içeren kayalar bulunmaktadır. Ayrıca tünelin son 1 yılda geçtiği güzergâh ve bu çalışmada incelenen bölge Şekil 2'de gösterilmiştir.



Şekil 2. İncelenen verilerin jeolojik kesit üzerindeki yeri

3 MAKİNA ÖZELLİKLERİ

Makina özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. Ayrıca, Şekil 3'de kesici kafa görünümü verilmiştir.

Çizelge 1. Makina özellikleri

Makina model ve tipi	Seli, Çift Kalkanlı
Çap (m)	7,88
Güç (kW)	4500
Maks. Torque (kNm)	4000
Maks. Baskı (kN)	20000
Maks. Kesici Kafa Dönüş	5 rpm
Disk Sayısı	52
Disk Boyutu (inç)	17
Uzunluk (m)	152

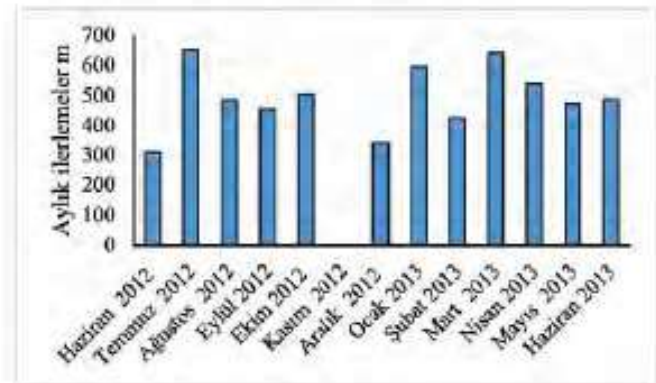


Şekil 3. Suruç Tüneli'nde kullanılan TBM

4 TBM GENEL PERFORMANSI

7 Temmuz 2013 tarihine Suruç tüneline yapılan kazı 15 499.501 metredir. Kazıya başlama tarihi 16 Ekim 2010 dur. Bu süre boyunca yaşanan uzun süreli aksaklıklar 60 gün main bearing in değiştirilmesi, 15 gün makinanın sıkışması ve 44 gün tünel ağzını su basmasıdır. Bu aksaklıklar dâhil günlük ilerleme miktarı ortalama 15.57 metredir. Bu aksaklıklar çıkarıldığında ise günlük ilerleme 18.54 metreyi bulmaktadır. Şekil 4 te Haziran 2012 yılından bu zamana kadar aylık ilerlemeler verilmiştir. Tünelin bu zamana kadar yaptığı en iyi ilerlemeler şöyledir.

- En iyi gün: 38.4 metre
- En iyi hafta: 206.8 metre
- En iyi ay: 757.1 metre

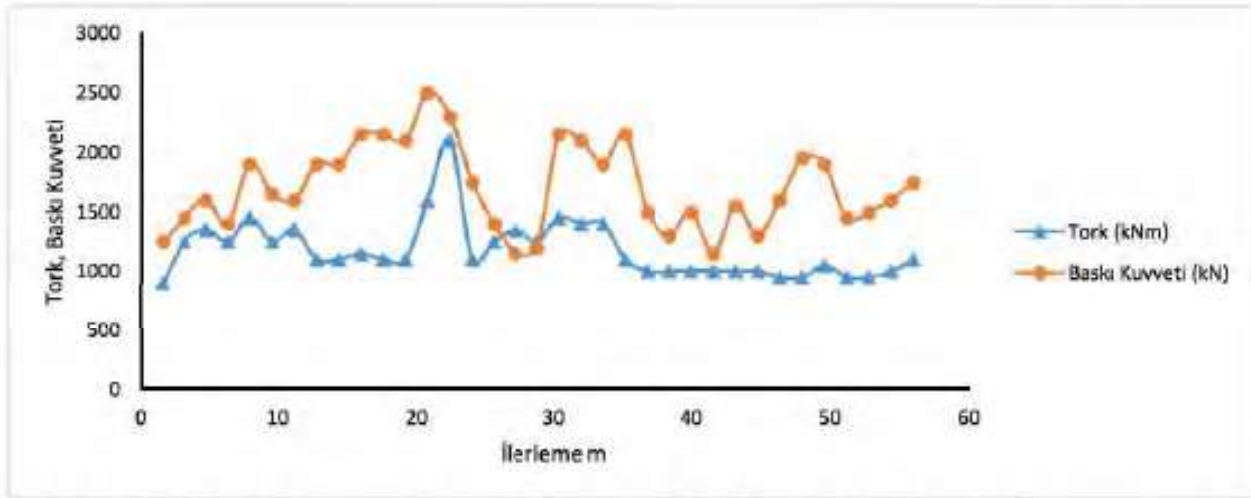


Şekil 4. Aylık ilerlemeler

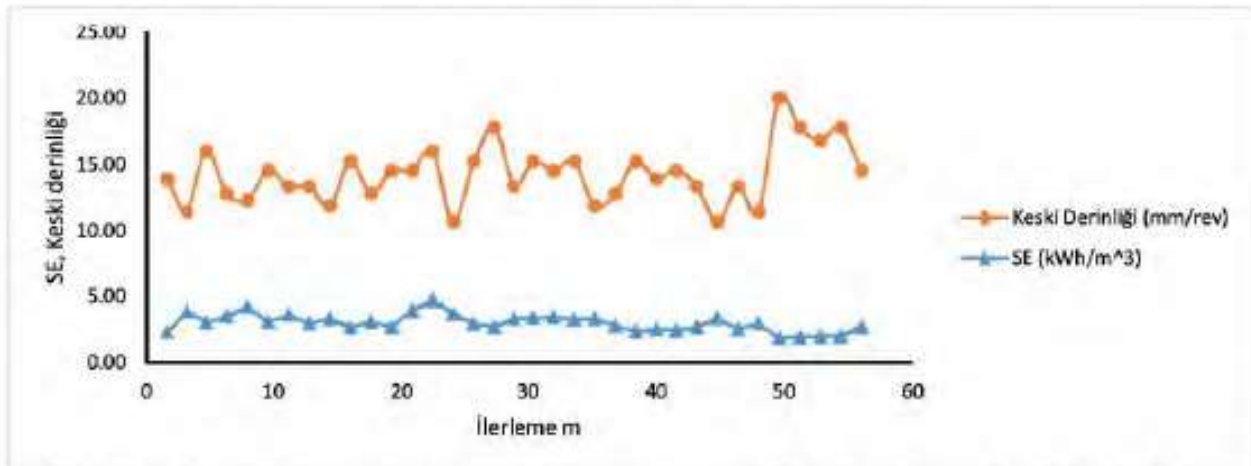
5 KESKİ TIKANMASININ TBM PERFORMANSA ETKİSİ

Yapılan X-ray diffraction Analysis (XRD) deneyleri sonucunda tıkanmaya sebep olan kil minerallerin illit ve kaolin olduğu gözlemlenmiştir (Polat C, 2013). Feinendegen vd. (2010) yapışmaya uygun kil mineralleri su ile karşılaştığında çelik yüzeylere, kesicilere veya taşıma sistemine yapışıp tıkanma yaratabileceğini oraya koymuştur. Bu da yüksek kesme enerjisi gereksinimine, kesicilerin ve taşıma ekipmanlarının tıkanmasına yol açmaktadır. İlci vd. (2013) bu sıkışma spesifik enerjisi 6 kat arttırabilmektedir.

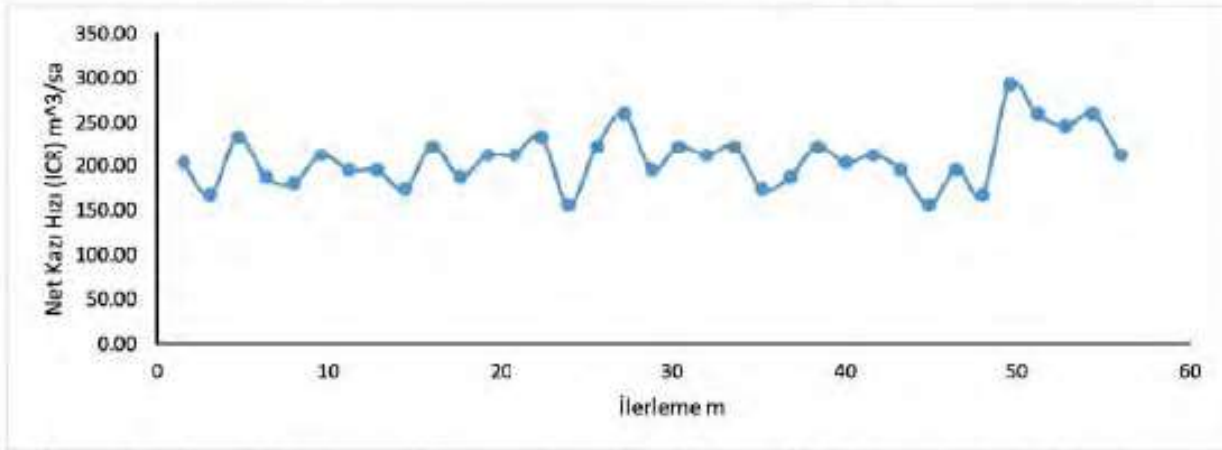
Şekil 5-7'de kilden etkilenmeme durumunda TBM de tork ve baskı kuvveti değişimi, spesifik enerji, keski derinliğinin ilerleme üzerindeki etkisi ve ayrıca anlık kazı miktarının değişimi gösterilmiştir. Şekil 8-10 da kesici kafanın kil etkisi ile tıkanması durumunda tork ve baskı kuvvetindeki değişim, spesifik enerji ve keski derinliğinin davranışı ve anlık kazı miktarının değişimi verilmiştir. Grafiklerden de anlaşılacağı gibi ortalama 2-4 kWh/m³ olan spesifik enerji kil etkisi ile 10-16 kWh/m³'e, tork değeri ise yaklaşık 3 katına çıkmaktadır. Anlık kazı miktarı ise 250 m³/sa'ye iken 150 m³/sa'e düşmüştür.



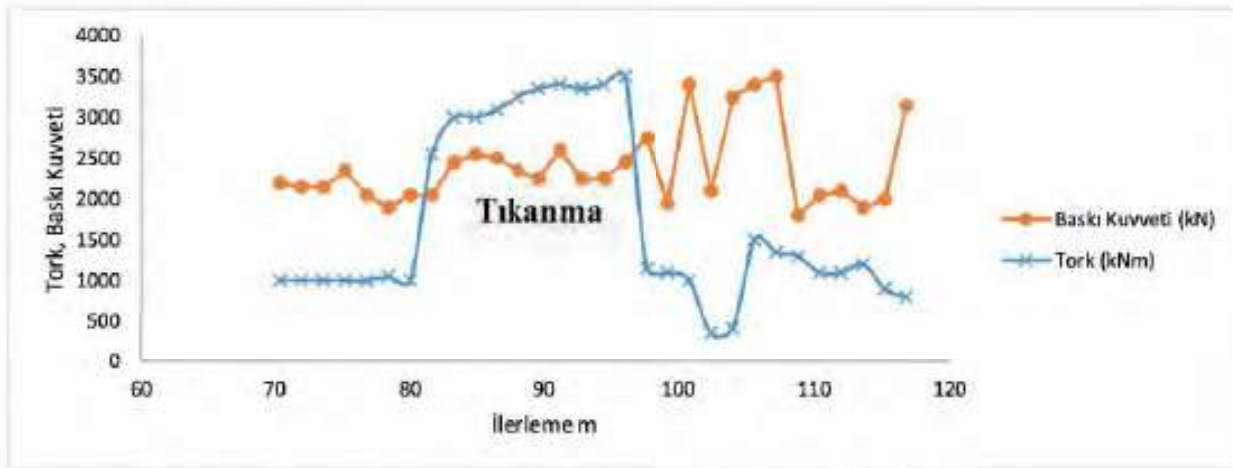
Şekil 5. Kilden etkilenmeme durumunda tork ve baskı kuvvetinin değişimi



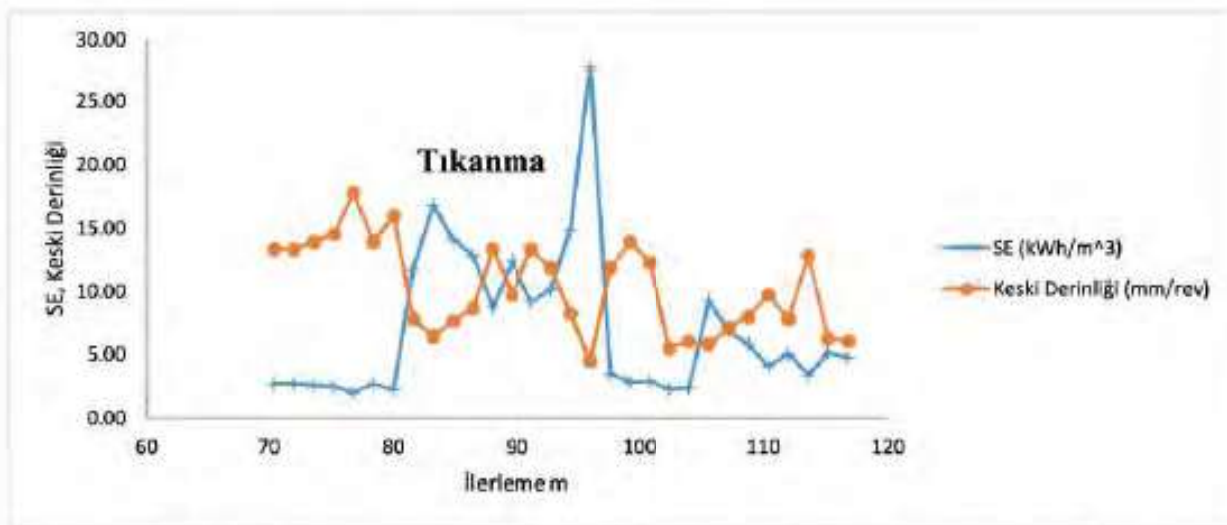
Şekil 6. Kilden etkilenmeme durumunda spesifik enerji (SE) ve kesme derinliğinin değişimi



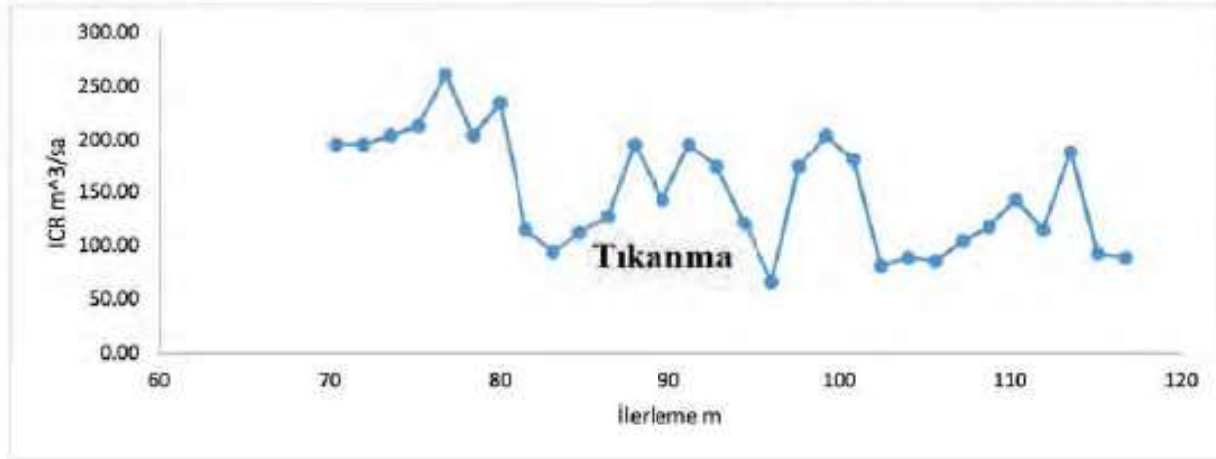
Şekil 7. Kilden etkilenmeme durumunda net kazı hızının ilerlemeye göre değişimi



Şekil 8. Kilden etkilenme durumunda tork ve baskı kuvvetinin değişimi



Şekil 9. Kilden etkilenme durumunda spesifik enerji (SE) ve keski derinliğinin değişimi



Şekil 10. Kilden etkilenme durumunda anlık kazı hızının ilerleme ile değişimi

6 SONUÇLAR

Sonuç olarak kesici kafanın tıkanması spesifik enerjinin 2-4 kWh/m³ ten 10-14 kWh/m³ e çıktığını göstermektedir. Şekil 11 de bu probleme neden olan zemin yapısından örnek verilmiştir. Keski derinliği spesifik enerji ile ters orantılı olduğundan artan spesifik enerji bu kavramın azalmasına neden olmaktadır. Bu da kazı performansını yavaşlattığı gibi birim kazı başına oluşan enerji miktarını da arttırarak oluşan maliyetleri yükseltmektedir. Keskilerde oluşan tıkanma sebep olduğu duraklamalar yüzünden TBM kullanım oranında da düşüğe neden olmaktadır. Bu problemin üstesinden gelmek için zemin şartlandırma kimyasalları kullanılabilir.



Şekil 11. Yapışmaya neden olan kil mineralleri

KAYNAKLAR

- Feinendegen, M., Ziegler, M., Spagnoli, G., Fernández-Steege, T., Stanjek, H., 2010. A new laboratory test to evaluate the problem of clogging in mechanical tunnel driving with EPB-shields, *Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering: Proceedings of the European Rock Mechanics Symposium (Eurock) 2010, Lausanne, Switzerland*.
- Feinendegen, M., Ziegler, M., Weh, M., Spagnoli, G., 2011. Clogging during EPB-tunnelling: Occurrence, classification and new manipulation methods, *ITA-AITES World Tunnel Congress and 37th General Assembly, Helsinki, Finland*.
- Hollmann, F., Thewes, M., 2013. Assessment method for clay clogging and disintegration of fines in mechanised tunnelling, *Tunneling and Underground Space Technology 37*, 96-106.
- Ilici, N., Temel, M., Sezgin, S., Akpınar, T., Guarasio, S., Polat, C., Bilgin, N., 2013. Clogging and squeezing effect of marl-clayey limestone on the performance of a hard rock TBM in Suruc Tunnel, Turkey, *ITA-AITES World Tunnel Congress and 39th General Assembly, Geneva, Switzerland*.
- Polat, C., 2012. *Effect of Clogging on TBM performance*, Lisans Tezi, İTÜ Maden Müh.Böl.
- Thewes, M., Burger, W., 2004. Clogging Risks for TBM Drives in Clay, *Tunnels and Tunneling International*, June, pp.28-31.
- Zumsteg, R., Puzrin, A.M., 2012. Stickiness and adhesion of conditioned clay pastes, *Tunneling and Underground Space Technology 31*, 86-96.

Predicting the Performance of Roadheaders from Indirect Tests

S. Kahraman

Hacettepe University, Ankara, TR

E. Kahraman

Cayirhan Park Thermic Corp., Ankara, TR

ABSTRACT This study presents the development of a performance prediction model for roadheaders by using the indirect testing methods such as Brazilian tensile strength, point load strength, block punch strength, ultrasonic velocity, density, and porosity. Dosco Mk-2B roadheader was observed during roadway drivages in a lignite mine located in Cayirhan town (Ankara) and the instantaneous cutting rates (*ICR*) were calculated. Physico-mechanical tests were carried out on the rock samples collected from the each observation location. Simple regression analysis showed that the physico-mechanical rock properties were not correlated with the *ICR* values. Stepwise multiple regression analysis was also carried out and the best model to predict the *ICR* of roadheader was selected by the software used. The best model with a high correlation coefficient ($r = 0.89$) includes Brazilian tensile strength porosity. Concluding remark is that the derived model can be practically used for the estimation of the *ICR* of roadheaders.

1 INTRODUCTION

Roadheaders have been widely used in the excavation of soft to medium strength rocks in tunnelling and mine developments for 50 years. High advancing rates, flexibility, safety, less labour and the less disturbance of strata are the main advantages compared to classical excavation. Having some prior knowledge of the potential performance of a selected roadheader is very important for the planning and cost estimation purposes in rock excavation projects. Several researchers have suggested performance prediction models for roadheaders. These models generally include direct testing methods. This study is aimed to evaluate the performance prediction of roadheaders by using the indirect testing methods such as Brazilian tensile strength, point load strength, block punch strength, ultrasonic velocity, density, and porosity.

2 PREVIOUS STUDIES

Specific energy (*SE*) is an important parameter in the mechanical rock excavation. It can be simply used for the quick performance prediction of roadheaders (Rostami et al., 1994):

$$ICR = k \frac{P}{SE} \quad (1)$$

where, *ICR* is the instantaneous cutting rate (m^3/h), *P* is the cutting head power (kW or HP), *k* is the energy transfer ratio usually assumed as 0.8 for roadheaders (Balci et al., 2004), *SE* is the specific energy (kWh/m^3).

Gehring (1989) presented a performance prediction model based on the performance of a roadheader with a 250 kW transverse type cutterhead:

$$ICR = \frac{719}{\sigma_c^{0.78}} \quad (2)$$

where ICR is the instantaneous cutting rate of roadheaders (m^3/h) and σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa).

Gehring (1989) also presented a performance prediction model based on the performance of a roadheader with a 230 kW axial type cutterhead:

$$ICR = \frac{1739}{\sigma_c^{1.13}} \quad (3)$$

Based on the in situ observation of many tunneling and mining projects, Bilgin et al. (1990) suggested a performance prediction model for axial type roadheaders:

$$ICR = 0.28P(0.974)^{RMCI} \quad (4)$$

$$RMCI = \sigma_c \left(\frac{RQD}{100} \right)^{2/3} \quad (5)$$

where, ICR is the instantaneous cutting rate of roadheaders (m^3/h), P is the power of cutting head (HP), $RMCI$ is the rock mass cuttability index, σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa) and RQD is the rock quality designation (%).

Copur et al. (1998) suggested following model based on extensive field data collected from different roadheader applications in a variety of geologic formations.

$$ICR = 27.511e^{0.0025RPI} \quad (6)$$

$$RPI = \frac{PW}{\sigma_c} \quad (7)$$

where, ICR is the instantaneous cutting rate of roadheaders (m^3/h), RPI is the roadheader penetration index ($kW \times \text{ton}/MPa$), P is the power of cutting head (kW), W is the roadheader weight (ton), σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa).

Thuro and Plinninger (1999) derived a prediction model based on the performance of a 132 kW transverse type roadheader:

$$ICR = 75.7 - 14.3 \ln \sigma_c \quad (8)$$

where ICR is the instantaneous cutting rate of roadheaders (m^3/h) and σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa).

Tumac et al. (2007) investigated the relations between the instantaneous cutting rate of a roadheader and Shore hardness and uniaxial compressive strength. They established following equations:

$$ICR = 81.21SH^{-0.78} \quad (9)$$

$$ICR = 109.25\sigma_c^{-0.72} \quad (10)$$

where, ICR is the instantaneous cutting rate (m^3/h), SH is the Shore hardness, and σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa).

Ocak and Bilgin (2010) found a good relation between the UCS and the ICR of a roadheader used in Kadikoy-Kartal metro line stations. The equation of the relation is given below:

$$ICR = 510588\sigma_c^{-2.1779} \quad (11)$$

where, ICR is the instantaneous cutting rate (m^3/h) and σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa).

Ebrahimabadi et al. (2011) defined a rock mass brittleness index ($RMBI$) and found a good relation between ICR and $RMBI$ for roadheaders. The related equations are given following:

$$RMBI = e^{(\frac{\sigma_c}{\sigma_c})} x \left(\frac{RQD}{100} \right)^3 \quad (12)$$

$$ICR = 30.75RMBI^{0.23} \quad (13)$$

where, $RMBI$ is the rock mass brittleness index, σ_c is the uniaxial compressive strength

(MPa), σ_t is the Brazilian tensile strength (MPa), RQD is the rock quality designation of rock mass in per cent and ICR is the instantaneous cutting rate of roadheaders (m^3/h).

Abdolreza et al. (2013) investigated the predictability of performance of roadheaders from intact and mass properties of rocks and suggested following equation:

$$ICR = 1.79\sigma_c + 0.501\alpha + 0.636RQD - 4.839\sigma_t - 22.127 \quad (14)$$

where, ICR is the instantaneous cutting rate (m^3/h) σ_c is the uniaxial compressive strength (MPa), α is angle between tunnel axis and the planes of weakness, RQD is the rock quality designation of rock mass(%), σ_t is the Brazilian tensile strength (MPa).

3 STUDY AREA AND GEOLOGY

The study was carried out in Cayirhan Lignite Mine located in Cayirhan Town of Nallihan County, 122 km west of Ankara. Figure 1 shows the location map of the

Cayirhan Underground Lignite Mine. The mine is operated by Ciner Group and approximately 5-5.5 milyon tons of lignite is produced per year. The produced coal is supplied to Cayirhan Power Plant, which has a 620 MW electricity production capacity.

Cayirhan coal basin is formed by old Miocene series called M1, M2, M3, and M4 and Pliocene formation. Coal seams are located in M1 formation, which is some four kilometres wide, and approximately 25 km long elongated in a south-west to north-east direction. There is a light brown coloured limestone layer of 5-6 m over the coal seams and 7-8 m green coloured clay-stone layer below the seams. Under clay-stone there is a 15-20 m thick layer of volcanic breccia.

Also a third coal seam is found 140-160 m below the workable seams. M2 formation consists of clay and marl at a thickness of 80-120 m. There are two bituminous schist layers of 20 m at the top and bottom. M3 is the hardest formation composed of beige coloured zone in the field. Many cavities and fractures at the bottom levels are enabling collection.

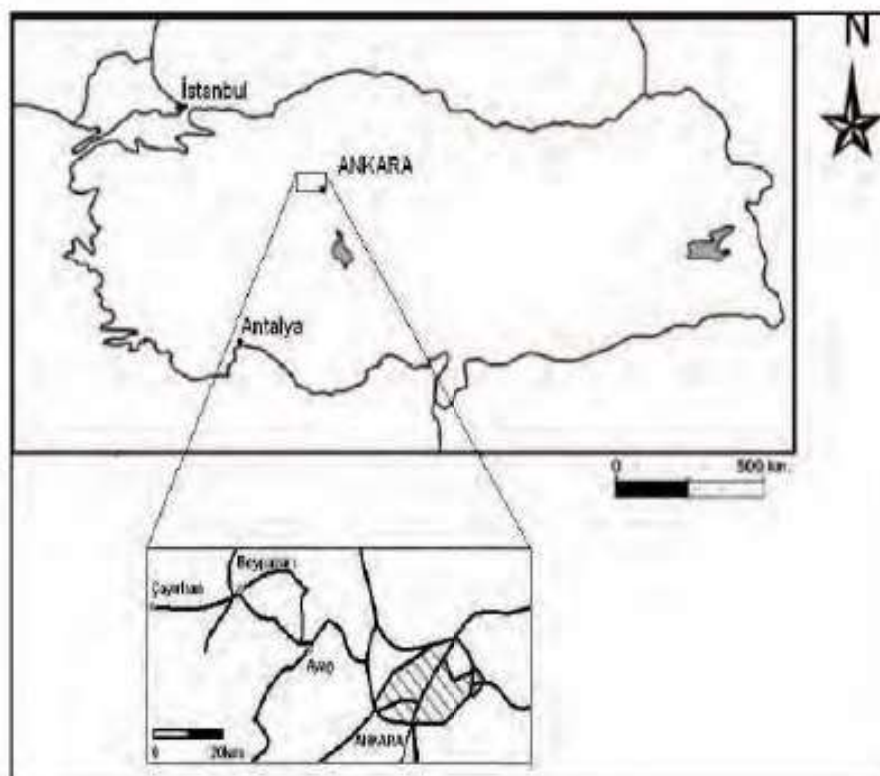


Figure 1. Location map of Cayirhan Underground Lignite Mine

of water. Majority of the area is covered with M4 formation composed of grey, red, green and beige tuffs. Despite their hard structure, they are going to break into parts when subjected to water. Therefore, 15-20 cm of clastic portions covers the surface. The thickness of this formation is about 80 meters and consists of silica of 5-10 cm at the bottom layers. The two main normal faults, Davutoglan fault and North fault, in north-west and south-east direction are almost parallel and about 1.5-2 km apart from each other (Haciosmanoglu, 2004).

4 FIELD STUDIES

Dosco Mk-2B roadheader was observed during roadway drivages in rock. The machine has a cutter head diameter of about 600 mm, power of 112 kW and fitted with 24 point attack picks.

The cutting times of the machine were recorded at eight different locations. The volume of the material cut for each location was calculated by using the sectional area of cut and the depth of cut. Then, the *ICR* values were calculated by dividing the volume of the material cut by cutting time (Table 1).

Large block samples of rock were also collected from the each test location for experimental studies. Each block sample was inspected for macroscopic defects so that it would provide test specimens free from fractures, partings or alteration zones.

5 LABORATORY STUDIES

Core samples were prepared from the block samples collected from the site. Brazilian tensile strength, point load strength, block punch strength, ultrasonic velocity, density, and porosity tests were carried out according to the ISRM standards. The summaries of the test results are given in Table 1.

5.1 Brazilian Tensile Strength Test

Brazilian tensile strength tests were performed on core samples having a diameter of 38 mm and a height to diameter ratio of 0.5-1.0. A tensile loading rate of 200 N/s was

applied until failure occurred. At least six samples were tested for each rock type and the results were averaged as Brazilian tensile strength (*BTS*).

5.2 Point Load Strength Test

The samples cored perpendicular to any visible weakness plane and the samples having weakness plane were discarded. The axial point load tests were carried out on the cores having a diameter of 38 mm and a thickness of 15 mm. The results were corrected to a specimen diameter of 50 mm. The tests were repeated at least seven times for each rock type, and the average value was recorded as the point load strength (*I_p*).

5.3 Block Punch Strength Test

42 mm-diameter core samples having thicknesses between 6 and 10 mm were used in the block punch strength tests. The load was gradually applied to the specimens at a constant rate such that failure occurs within 10-60 s. The tests were repeated at least four times for each rock type and the average value was taken as the block punch index (*BPI*) value.

5.4 Ultrasonic Velocity Test

P-wave velocities were measured on the samples having a diameter of 38 mm and a length of approximately 40 mm. End surfaces of the core samples were polished sufficiently smooth to provide good coupling. In the tests, the PUNDIT 6 instrument and two transducers (a transmitter and a receiver) having a frequency of 1 MHz were used. A good acoustic coupling between transducer faces and sample surface is necessary for the accuracy of transit time measurement. Stiffer grease was used as a coupling agent in this study. Transducers were pressed to either end of the sample and the pulse transit time was recorded. The tests were repeated three times for each rock type and the average value was taken as the P-wave velocity (*V_p*) value.

Table 1. Instantaneous cutting rates and the average results of tests

Observation and Sampling Locations	<i>ICR</i> (m ³ /h)	<i>BTS</i> (MPa)	<i>I_s</i> (MPa)	<i>V_p</i> (km/s)	<i>BPI</i> (MPa)	ρ (g/cm ³)	<i>n</i> (%)
G 4007-2.1 Main incline, m.356	12.5	1.67	0.81	1.69	3.11	2.20	20.5
D 110 Tailgate, m.512	12.9	2.92	1.36	2.22	5.91	2.11	16.8
D 110 Tailgate, m.80	8.6	10.85	3.38	2.52	9.21	2.22	12.0
D 110 Tailgate, m.538	10.3	2.94	0.90	2.02	4.01	1.69	25.4
D 110 Tailgate, m.570	6.5	2.01	0.69	1.81	2.55	1.70	27.2
D 110 Tailgate, m.525	10.5	2.05	0.62	2.01	4.52	2.01	24.3
D 110 Tailgate, m.548	12.6	9.39	2.61	2.68	10.52	2.33	7.6
D 110 Tailgate, m.323	10.9	6.22	2.10	2.59	6.37	2.22	16.8

5.5 Density Test

Trimmed core samples were used in the determination of density. The specimen volume was calculated from the average of several calliper readings. The weight of air dried specimen was determined by a balance, capable of weighing to an accuracy of 0.01 of the sample weight. The density (ρ) values were obtained from the ratio of the specimen weight to the specimen volume. At least three samples were tested for each rock type and the results were averaged.

5.5 Porosity Test

Porosity values were determined using the saturation and calliper techniques. Pore volumes were calculated from the dry and saturated weights, and sample volumes were obtained from calliper readings. The porosity (*n*) values were obtained from the ratio of the pore volumes to the specimen volume. The test was repeated at least three times for each rock type and the results were averaged.

6 EVALUATION OF THE RESULTS

As shown in Table 1, the *BTS* values range from 1.67 MPa to 10.85 MPa. The *I_s* values range from 0.62 MPa to 3.38 MPa. The *V_p* values range from 1.69 km/s to 2.68 km/s. The *BPI* values range from 2.55 MPa to 10.52 MPa. The ρ values range from 1.69 g/cm³ to 2.33 g/cm³. The *n* values range from 7.6 % to 27.2 %.

6.1 Simple Regression Analysis

The *ICR* values measured in the field and rock properties were analyzed using the method of least squares regression. *BTS*, *I_s*, *V_p*, *BPI*, ρ , and *n* values were correlated with the *ICR* values. Linear, logarithmic, exponential and power curve fitting approximations were executed to check if there are some correlations between the *ICR* values and rock properties. Significant correlations could not be found between the *ICR* values and rock properties. The lack of correlation is probably due to the fact that *ICR* does not depend on only one rock property.

6.2 Stepwise Multiple Regression Analysis

Stepwise multiple regression analysis was carried out for the derivation of the best model to predict the *ICR* of roadheader. The *BTS* and porosity values were included to the best model selected by the software used. The best model with a high correlation coefficient ($r = 0.89$) is given following:

$$ICR = -0.88BTS - 0.55n + 25.08 \quad (15)$$

where, *ICR* is the instantaneous cutting rate of roadheaders (m³/h), *BTS* is the uniaxial compressive strength (MPa), and *n* is porosity (%).

6.3 Validation of the Derived Model

As shown above, the correlation coefficient of the derived model is strong, but It does not necessarily identify valid model. The validation of the Eq. (15) was checked by the t -test, the F -test, and the plot of measured versus predicted ICR values.

The significance of correlation coefficient (r) values can be determined by the t -test, assuming that both variables are normally distributed and observations are chosen randomly. The test compares computed t -value with tabulated t -value using the null hypothesis. In this test, a 95 % level of confidence was chosen. If the computed t -value is greater than tabulated t -value, the null hypothesis is rejected. This means that r is significant. If the computed t -value is less

than tabulated t -value, the null hypothesis is not rejected. In this case, r is not significant. As seen in Table 2, the computed t -values are greater than tabulated t -value for Eq. (15). Therefore it can be said that Eq. (15) is valid according to the t -test.

The significance of regressions was determined by the analysis of variance. In this test, a 95 % level of confidence was chosen. If the computed F -value is greater than tabulated F -value, the null hypothesis is rejected that there is a real relation between the dependent and independent variables. Since the computed F -value is greater than the tabulated F -value for Eq. (15), the null hypothesis is rejected (Table 2). Therefore, it is concluded that the Eq. (15) is valid according to the F -test.

Table 2. t and F -test results

Equation no	Independent variables	Computed t -value	Tabulated t -value	Computed F -value	Tabulated F -value
15	BTS n	-3.62 -4.22	± 2.44	8.91	5.99

In order to see the prediction capability of the derived equation, the graph of measured versus predicted ICR was plotted. As shown in Figure 2, the points are scattered uniformly about the diagonal line, suggesting that the model is reasonable.

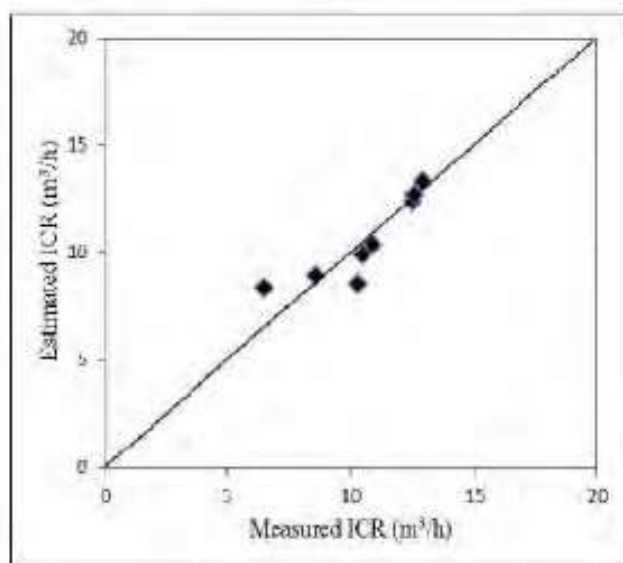


Fig. 2. The relation between measured and estimated ICR values

7 CONCLUSIONS

The performance prediction of roadheaders was evaluated by using the indirect testing methods such as Brazilian tensile strength, point load strength, block punch strength, ultrasonic velocity, density, and porosity. Simple regression analysis indicated that the physico-mechanical rock properties were not correlated with the ICR values. A significant model including BTS and n was developed by using stepwise multiple regression analysis to predict the ICR of roadheaders.

Concluding remark is that the derived model is valid according to the statistical tests and can be practically used for the estimation of the ICR of roadheaders.

REFERENCES

- Abdolreza, Y.C. and Yakhchali, S.H., 2013. A new model to predict roadheader performance using rock mass properties, *J. Coal Sci. & Eng.*, 19 (1), 51-56.
- Balci, C., Demircin, M.A., Copur, H. and Tuncdemir, H., 2004. Estimation of optimum

- specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance, *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, 11, 633-641.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Erdinc, E. and Shahriar, K., 1990. Roadheaders clean valuable tips for Istanbul Metro, *Tunnels Tunnell.*, October, 29-32.
- Copur, H., Ozdemir, L. and Rostami, J., 1998, Roadheader Applications in Mining and Tunneling Industries, *Annual Meeting of American Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME)*, Orlando, Florida, March 10-12, Preprint Number: 98-185.
- Ebrahimabadi, A., Goshtasbi, K., Shahriar, K. and Cheraghi, Seifabad M., 2011. A model to predict the performance of roadheaders based on rock mass brittleness index. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, Vol. 111, No. 5, 355-364.
- Gehring, K.H., 1989. A cutting comparison, *Tunnels Tunnell*, November, 27-30.
- Haciosmanoglu, M. E., 2004. *Development of a subsidence model for Cayirhan coal mine*, MSc. Thesis, Middle East Technical University, 154 p.
- Ocak, I. and Bilgin, N., 2010. Comparative studies on the performance of a roadheader, impact hammer and drilling and blasting method in the excavation of metro station tunnels in Istanbul. *Tunn. Undergr. Sp. Tech.*, 25, 181-187.
- Rostami, J., Ozdemir, L. and Neil, D.M., 1994. Performance prediction: A key issue in mechanical hard rock mining. *Mining Engineering*, November, 1263-1267.
- Thuro, K. and Plinninger, R.J., 1999. Roadheader excavation performance - geological and geotechnical influences, *The 9th ISRM Congress, Theme 3: Rock dynamics and tectonophysics/ Rock cutting and drilling*, Paris, pp. 1241-1244.
- Tumac, D., Bilgin, N., Feridunoglu, C. and Ergin, H., 2007. Estimation of rock cuttability from shore hardness and compressive strength properties. *Rock Mech. Rock Eng.*, 40 (5), 477-490.

Performance and its Impact on the Lining of a Large Diameter HR TBM: The Martignano Tunnel

S. Fuoco

SWS Engineering SPA, Trento, Italy

E. Chimenti

Independent Consultant, Bassano Del Grappa, Vicenza, Italy

ABSTRACT In this paper the performances in terms of productions obtained during the realization of the "Martignano Tunnel" and their impact on the lining, in terms of damages and cracking, are summarized. The Tunnel is a twin tube road tunnel excavated near Trento in Italy. It was realized by a 12.11 m diameter HR (Hard Rock) TBM (Tunnel Boring Machine), in two different stages with the same machine.

The experience acquired during the excavation of the first tube was used for improving the system before the execution of the second tube, both in terms of devices for the lining and operational method for excavation. This improvement led to have a better result for the final lining, which was subjected, in the second tube, to less "out of shape" (but some more "damages"), but a much higher average productions. The main aspects learned from this experience are illustrated in the following.

1 INTRODUCTION

The "Martignano Tunnel" is a twin tube roads tunnels located near Trento. This tunnel is the main art work of a road which connects the Trento's north ring road with the Trento-Padova freeway.

The latter is an urban freeway, which interfered with a very populated Trento's district called Martignano (Figure 1).

To solve this interference, the local authority decided to build a tunnel which underpasses the district. The Tunnel's cover in this area ranges from 40 to 60 meters.

Mainly for this reason, it was chosen to use a mechanized system instead of a conventional method of excavation. In fact, either the noise and/or vibration problems generated by drill and blast system or a hydraulic heavy hammer, would create problems for maintaining a suitable level of production.

The excavation has been performed using a shielded TBM with a diameter of 12.11 m. The final lining is constituted by precast segmented concrete ring erected directly inside the shield and extruded outside after its assembling.

As usual for this kind of works, all the parameters of the machine recorded during the excavation, in terms of thrust, torque, advancement speed, etc. were stored. Regular inspections from existing windows in the shield and in the cutter-head, permitted to indentify the quality of the excavated rock mass along the alignment.

Moreover, at the end of the excavations a punctual listing of the visible damages of each concrete ring was performed.

All these data were analyzed to search a mutual interaction.

In the following, after a general description of the project and a short list of the performances recorded for the TBM, the main results of this analysis are illustrated.

2 THE DESIGN

2.1 General Characteristic of the Work

The Martignano's Tunnel is the main art work of a road project connecting the Northern part of the Trento's ring road, to the freeway for Padova, in Italy. The overall length of the designed connection road is about 4295 m. It runs for the most part in tunnel, below the hill located north east of Trento, on which stand the most populated districts called "Martignano" and "Cognola". (Fig.1).



Figure 1. Tunnel plan

The Tunnel, that is the object of the present study, concerns the construction of a twin roads tunnels located at a variable distance from each other of almost 18 m to almost 30 m (axe to axe, that means to have a central pillar about 6 m to 18 m thick). The excavation has been performed using a shielded TBM with a diameter of excavation of 12.11 m. The lining was constituted by precast segmented concrete ring. The inner diameter of the ring is 11.00 m, its thickness is 40 cm.

The length of each tunnel is about 2750 m. The maximum coverage stood at around 120 m with an average cover of about 70 m. The slope of the tunnel is about 5% for the first 2 km, and nearly 0.1 % for the rest of the alignment.

2.2 The Geology and the Geotechnics

For the whole length, the excavation encountered sedimentary geological formations, except for the last 100 m, in the

East portal area, where morenic sediments were encountered.

In particular, the excavation has been performed inside three main different kind of limestone formations variously fractured:

- Jurassic Carbonatic Limestone (Grey Limestone);
- Jurassic Nodules Carbonatic formation (called "red ammonite");
- Cretaceous Marly Limestone very thinly layered.

Figure 2 shows the encountered geological profile.

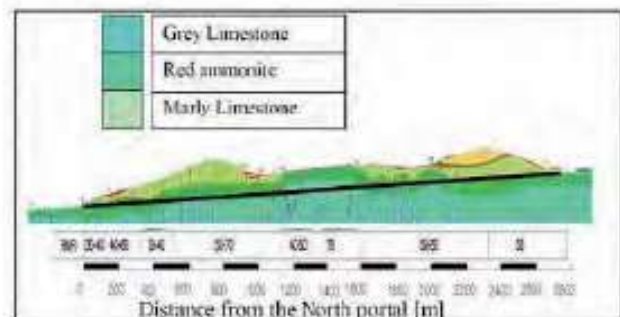


Figure 2. Geological profile

The quality of the rock mass estimated during the design stage, substantially confirmed by the surveys carried out during the excavation, leads to affirm that the majority (nearly 60 %) of the encountered rock mass can be defined as a class III, according to Bieniawski classification (1989). The remaining 40% of the rock mass is divided (roughly) in equal parts between the class II and class IV. Nevertheless, the rating for the latter classes is always closed to the upper and lower limits of the class III.

The "slightly" difference between rock mass classes is always due to a relatively greater uniaxial resistance of the intact rock and to a different degree of fracturing. The presence of water was negligible.

The already mentioned Figure 2 shows the distribution of the rock mass classes estimated along the alignment of the tunnel.

The uniaxial resistance compressive strength varies from about 20 MPa to more than 100 MPa. Figure 3 (from Baldi et al., 2007) shows the distribution of the uniaxial resistance measured for the intact rocks of each main formation.

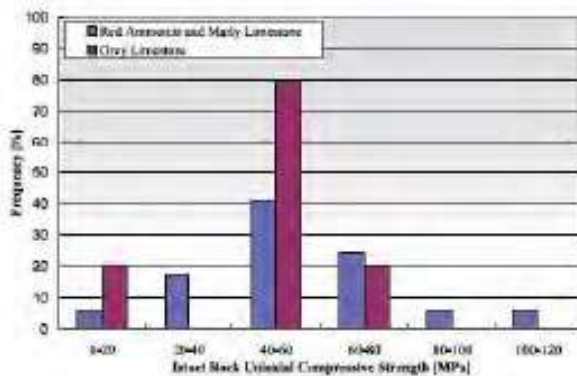


Figure 3. Uniaxial compressive strength

Finally, it could be interesting to point out that a line of seismic investigation was performed in the first kilometer of the tunnel, starting from the northern portal. The obtained field data have been interpreted with tomographic methodology, thus defining the model represented by a seismic section shown in Figure 4, which illustrates the variability of the measured compression velocity inside the rock mass of that area.

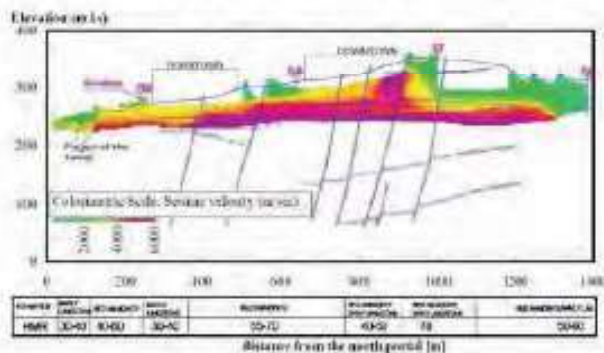


Figure 4. Seismic velocity

This seismic section was a good indicator of the mechanical characteristics of the rocks and can explain some variation of the operational parameter of the TBM in these areas.

2.3 The Geometry of the Excavation

Figure 5 shows a typical cross section of the single tunnel. To the 12.11 m diameter of excavation corresponds an internal tunnel diameter of 11 m. The precast segmented concrete lining has a thickness of 40 cm that means an external ring diameter of 11.8 m.

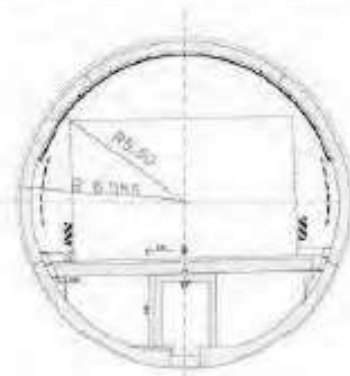


Figure 5. Typical cross section

The gap between the perimeter of the excavation and the external diameter of the lining was filled with pea gravel.

As mentioned before, the distance, axe to axe, of the two twin tubes is variable from almost 18 m to almost 30 m.

Between the two twin tubes, a series of cross passages every 250 m have been realized.

2.4 The Excavation System

The main component of the excavation system was the HR shielded TBM having the characteristics summarized in Table 1.

Table 1. Main characteristics of the TBM

TBM Ref.	Characteristics	Value
Cutter Head	Boring Diameter	12.11 m
	Length	1920 mm
	Weight	2630 kN
	Single Cutters	62 nr
	Double Cutters	6 nr
Capability	Cutter Diameter	17"
	Buckets	8 nr
	Power	3600 kW
	Max Rot. speed	4.5 rpm
Shield	Max Torque	13300 kNm
	Max Thrust	33800 kN
	Ext. diameter	12.055 m
Shield	Length	8.53 m
	Erector power	200 kW

The TBM has been supplied with a back up system where all the TBM utilities were placed. The back up system had a total length of 110 m. Figure 6 shows a general view of the TBM during its assembling.



Figure 6. General view of the TBM

The excavated material was evacuated by a conveyor belt. The latter transported the material directly outside the tunnel except for the first 100 m where the excavated material was evacuated by trucks, as was not possible to assemble the conveyor belt system. It must be noted that the change of the evacuation system, as expected, led immediately to a significant increase of the production of the TBM.

3 PERFORMANCES

3.1 Productions

The daily advancement is summarized in Figure 7. Excluding both best and worst values, for the North tunnel, this value ranges from 5 m per day to 20 m per day depending of the period. The best registered value has been 36 m.

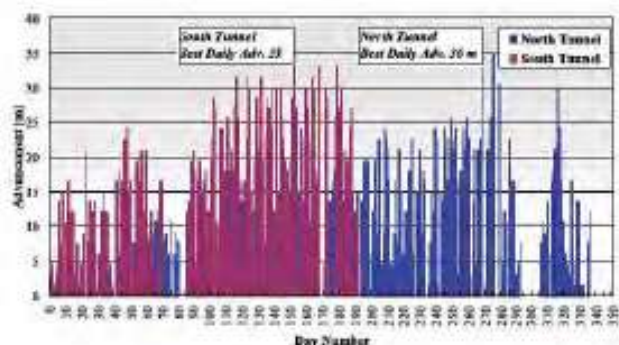


Figure 7. Daily advancement

It must be noted that the first two months, the production was strongly conditioned by the system for evacuating the excavated material,

i.e. in this period was not possible to assemble the conveyor belt and the transport of this material was provided by trucks. For the South tunnel these values range from 12 to 25 m per day.

As the rock mass was the same, this improvement it to be assigned only to the increase of the efficiency of the system, which includes the experience of the team, the use of tools with better features, maintenances, etc.

The global advance rate is shown in the Figure 8. The average production has been 8,4 m per calendar day for the North tunnel, while for the South tunnel was a little more than double, i.e. about 17,0 m per calendar day.

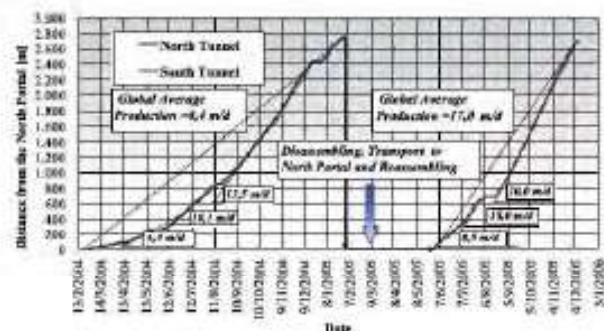


Figure 8. Global advancement

The slope of each part of the two curves range from 6,9 m to 13,5 m per day for the North tunnel (not included the first two months for the reasons mentioned above), and 8,5 to 20 m per day for the South tunnel.

3.2 Main Excavation Parameters

3.2.1 General

The most interesting factors to be analyzed, related to the excavation process, are: Thrust, Torque, Penetration Rate and rotational speed.

With these factors it is possible to evaluate the Specific Energy needed for the excavation and try to correlate it to the occurred damages on the segmented lining.

3.2.2 Thrust

Figure 9 shows the values registered for the thrust during the excavation of the two tubes.

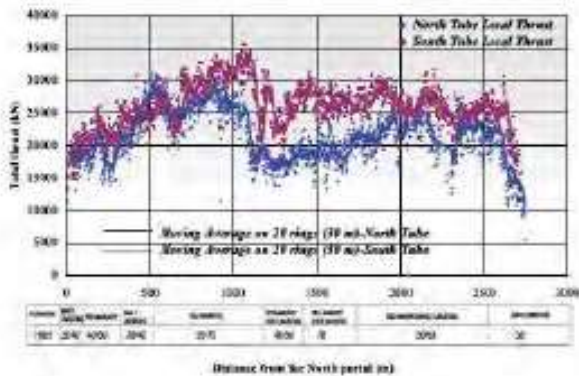


Figure 9. Applied thrust

This figure shows that the thrust used to excavate the first tube was similar to that used for the first part of the second tube, up to chainage 800 m from the North portal.

After this chainage, for excavating the second tube, a greater Thrust of about 15-20 % has been used. It was intentionally done to increase advance rate, based on the experience of the first excavation.

From chainage 800 m to 1100 m, the thrust increased significantly, since a layer of relatively less fractured rock mass, with a very high uniaxial compressive strength (up to 120 MPa, close to the maximum of the measured range) has been encountered.

The need for a greater thrust between these chainages corresponds very well to the result obtained from the geophysical test (Figure 4) which shows in this area a relatively stronger layer of rock mass.

Figure 9 shows that the total thrust used to excavate the first tunnel ranges from about 20 to 25 MN, while the value registered to excavate the second tube ranges from about 25 to 30 MN.

3.2.3 Torque

The applied torque (Figure 10) follows, as a trend, the same path of the thrust. That means that until chainage 800 the applied torque was similar for the two tubes, after the two values change, and in particular the torque used for

the second Tunnel was 20-25 % greater than the one used for the first tube.

The torque used for the first tunnel ranges from about 6 to 8 MNm, while the value registered to excavate the second tube is more constant and it ranges from about 8 to 9 MNm.

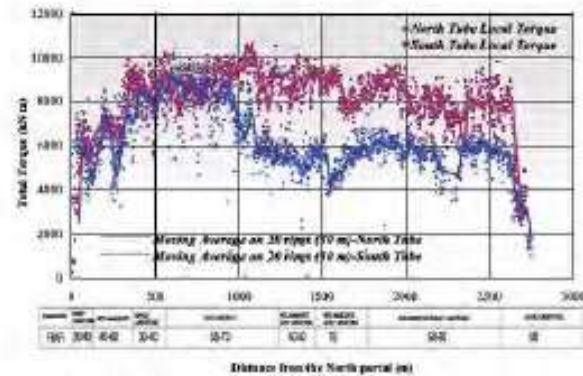


Figure 10. Applied torque

3.2.4 Penetration rate and rotational speed

The registered speed of advancement is shown in the Figure 11.

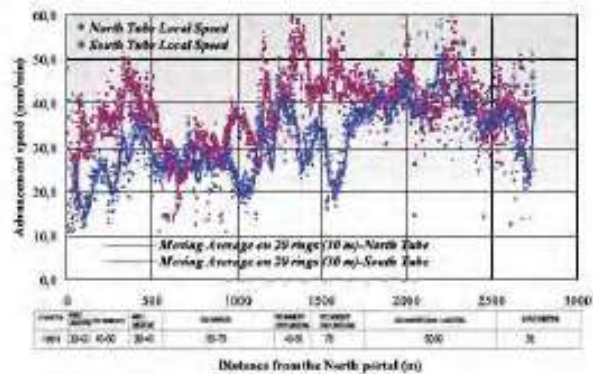


Figure 11. Penetration rate

Speed ranges from 20 to 40 mm per minute and from 30 to 45 mm per minute, for the North and the South tube, respectively, until chainage 1100 (as expected). After this zone this two speeds increase for both tubes up to 40-45 mm per minute with some peaks up to more than 50 mm per minute.

These advancements have been obtained using the rotational speeds showed in the Figure 12, which, of course, are lower than

the maximal admissible revolution for the cutter-head (4.5 rpm).

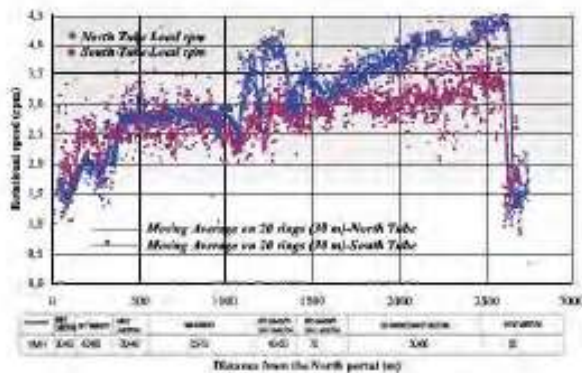


Figure 12. Rotational speed

3.3 The Specific Energy

As known, the concept of the specific energy of excavation (E_s) is defined as the relation between the energy involved during the process of excavation and the volume of excavated rock mass. Usually it is expressed in Mega Joule (MJ). Its value depends on rock mass condition and on the excavation process.

The specific energy can be conveniently calculated using the following formulation (Teale 1965):

$$E_s = \frac{F}{A} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \omega \cdot T}{A \cdot u} \quad (1)$$

Where:

E_s = specific energy of drilling (kJ/m^3);

F = total thrust (kN);

A = area of drilled (m^2);

ω = rotational speed (rev/sec);

T = applied torque (kNm);

u = drilling advance rate (m/sec).

The first part of the equation above corresponds to the energy proportional to the used thrust, while the second part is the energy necessary for the rotational components.

It can be easily demonstrated that, in the case of large diameter drilling, the thrust component is negligible (more or less it corresponds to one percent of the total energy used in normal conditions).

The values of E_s calculated for the two tubes of the "Martignano" tunnel are summarized in Figure 13.

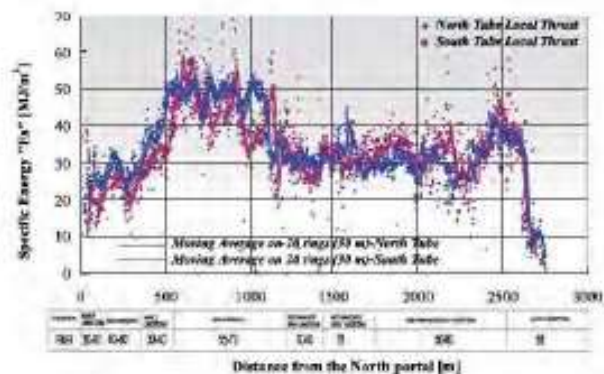


Figure 13. The specific energy

Approximately from chain age 500 to 1100, it can be seen that the specific energy increased significantly, because of a presence of a relatively more competent rock mass.

Both the specific energy for north tube and south tube has comparable values (20-50 MJ/m^3).

To these comparable E_s values, correspond different advancement speeds, which are higher in the South tube, due to a generally higher thrust and a lower rotational speed to which correspond a higher value of the measured torque.

This improvement of the management of the TBM (lesson learned from the excavation of the North Tube) together with a general improvement of the excavation system, led to more than a double production with respect to the North Tube.

4 DAMAGES ON THE LINING

4.1 The Lining

The lining of the tunnel consists of precast reinforced concrete segmented lining, so called "universal type" as it permits to be placed in horizontal and vertical curves of the alignment without special pieces.

According to European Code the class of resistance of the concrete, was C40/50.

The thickness of the elements was 40 cm and their longitudinal length was 1.5 m. The entire ring was constituted by 6 single

elements plus a key element. Their circumferential length was about 5.6 m for the ordinary segment and about 2 m for the key element. Each segment weighted about 90 kN (except the key element).

In the first tube, the segments were connected both longitudinally and circumferentially, by steel bolts.

For the second tube, the longitudinal steel bolts were replaced with plastic special connectors with a steel core.

This replacement permitted a better placement of the single segment and a better configuration of the geometry of the ring.

As normal for a single shielded TBM, the reinforced concrete ring, once located in its final position, is used for contrasting the thrust required to break the rock mass.

The annular space between excavation and the external surface of the ring was filled with pea gravel, except for the lower part of the ring, where mortar was injected to give an immediate support to the ring after its extrusion from rear shield.

4.2 Classification of the Damages

Due to single shielded TBM excavation procedure the segments of the lining can be easily damaged during the excavation.

It must be noted that these damages may also occur for construction defects, incorrect operations during the storage, and also during the transport and positioning into the conveyor of the erector, and not only for the excavation procedure. Moreover, also the operations for the injections of pea gravel and cement mortar, may create damages, if not carefully carried out.

However, if these operations are carried out with care, the damages described above are not very relevant and almost always visible before assembly the ring.

The situation is different for the damages occurred during the ordinary process of excavation. In fact, if the pressure deriving from the thrust of the TBM is not uniformly distributed and at the same time the excavation requires a high thrust, some breakages occur, mainly concentrated on the corners and edges of the segments.

Moreover, in these conditions, different longitudinal micro-fractures may occur.

In the case of "Martignano" tunnel, all these kind of breakages have been registered.

With reference to Figure 14, these breakages have been classified as explained below.

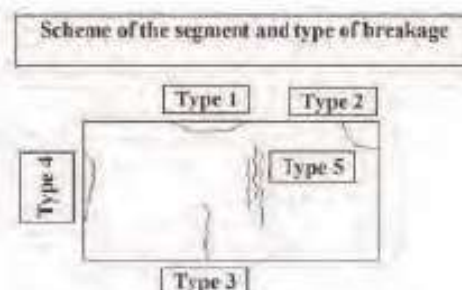


Figure 14. Classification of damages

To these typologies of damages, the rupture of the gasket should be added. The latter is easily recognizable as some humidity flows inside the tunnel during the injection of the pea gravel or mortar.

The breakages type 1, 4 refer to the rupture of the corners. An example is illustrated in the Figure 15.



Figure 15. Breaks type 1 (left) and 4 (right)

The breakages type 2, 3 and 5 refer, respectively, to the rupture of the edges and longitudinal micro-fractures. An example is illustrated in the Figures 16.

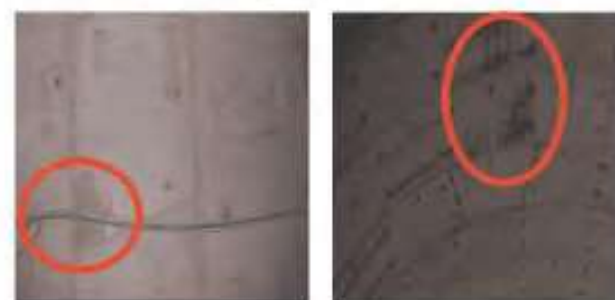


Figure 16. Breaks type 2 (left) - 3,5 (right)

It has been noted that the percentage of all type of damages increases when:

- the advancement speed is relatively higher;
- crossing strong geological formations;
- trajectories are not perfectly linear.

About the above mentioned breakages, some considerations are required:

- It is possible that one type of damage is caused by more than one of the factors previously mentioned;
- The same typology of damage, in different points, can be due to different factors;
- Segments can have structural lacks due to some approximations in their design;
- Constructional errors and damages during the transportation of the segments, even if in general are more controllable, can contribute to the damages;
- It is also possible that there are not mentioned damages not codified.

For these reasons, a general relationship between the registered damages and the TBM's advancement factors can have a not negligible approximation in its concept.

Nevertheless, this study can give a sort of indication both in the management of the TBM advancements and for the measures that can be useful to adopt to improve the quality of the reinforced concrete segment.

4.3 Breakages vs. Advancement Factors

Taking into account all the considerations on the damages mentioned before, it can be tried to find a relationship between the visible damages and the main advancement factors.

To this purpose along the two tubes a detailed examination of the damages occurred in each concrete ring, has been done.

This examination consisted in counting and classifying the damages according to the before mentioned classification.

It must be noted that damages type 3 and 5 even if they interested the rings very frequently, due to their micro dimensions, their visibility was clear only with presence of humidity along the surface of the segments.

The very high frequency of these micro-fractures can lead to suppose that they were due to tensile stresses generated by the thrust on the rings, and the concrete was not

properly reinforced to support such kind of stresses.

In fact the structural reinforcement can not be suitable to avoid superficial tensile fractures especially if they are limited to the thickness of the reinforcement cover. Increase the structural reinforcement can be useless due to the fact these micro-fracture are generate applying a longitudinal pressure and not by bending stresses.

Based on some experience for other tunnels in similar condition, the most efficient reinforcement to minimize this kind of damage is to have a secondary reinforcement made, for example, by steel fiber. Recent studies demonstrate that steel fibers can also permit to optimize the ordinary structural reinforcement.

In summary, the general presence of damages type 3 and 5 did not permit to do a realistic census for having an adequate base for trying to find a relationship with the advancement parameters.

For these reasons, it appears reasonable to focus attention on the damage type 1, 2, 4.

These damages were collected, counted and cataloged each 20 rings, that means each 30 m of the tunnel.

The number of breakages each 20 rings is shown in Figure 17 for both North and South tube, as a function of the chainage from the north portal. The rock mass classes encountered during the excavation are also compared. From this figure on can see that the number of damages detected in the south tube is higher than north tube.

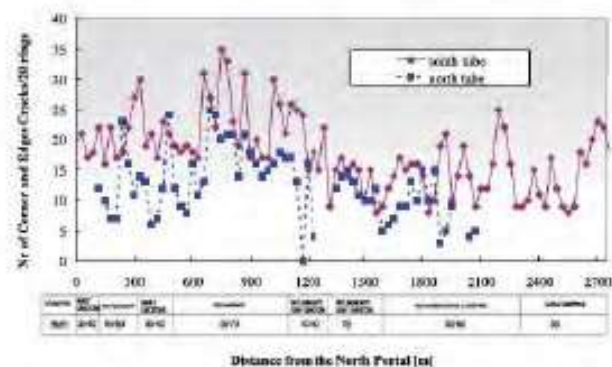


Figure 17. Number of Breakages Type 1-2-4

The comparison between the number of breakages and the applied thrust and the specific energy are shown the following figures. In particular, Figure 18 shows a comparison between the observed damages and the thrust for the North tube.

Similarly, Figure 19 shows the same a comparison for the South tube.

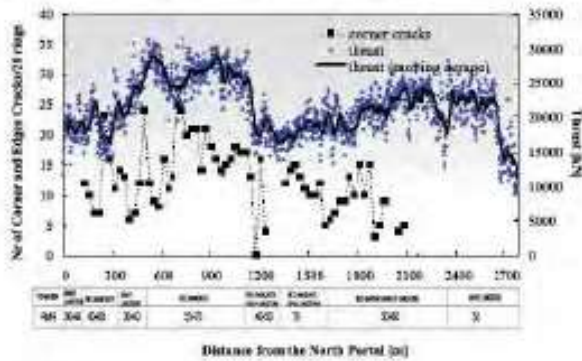


Figure 18. North Tube: Breakages-Thrust

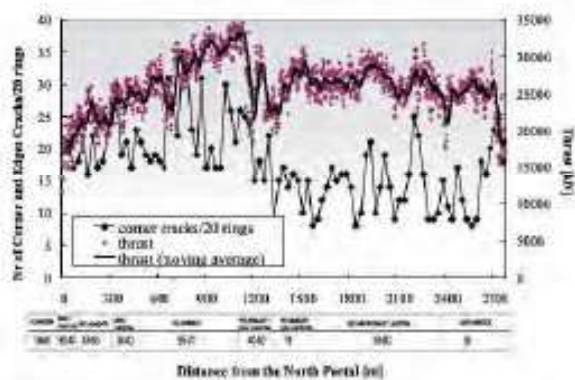


Figure 19. South Tube: Breakages-Thrust

The number of damages seems to be related to the applied thrust.

Following, Figures 20 and 21 show a comparison between the observed damages and specific energy, respectively for North and South tubes.

Also, the specific energy fits well the number of damages.

As mentioned before, it could be that other important factors can contribute to create the damages not only the stress applied by the machine, but, in general, two factors, which are related each other, influence the breakages:

- first, the quality of the rock mass. In fact, it imposes to regulate the parameter of the

TBM for having a relatively constant production of the excavation;

- second, the production. Higher production means higher energy to transfers to the rings.

For example, Figure 17 shows that where the rock mass has a better quality, the number of breakages tends to increase.

The same situation is noted from Figures 20 and 21, where Es is compared with the number of breakages. In these cases to higher Es values correspond to a tendency to increase the damages.

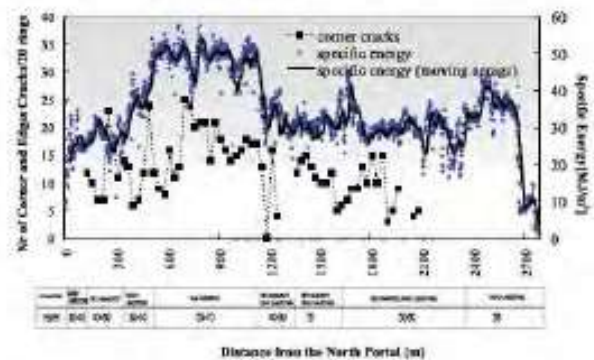


Figure 20. North Tube: Breakages-Es

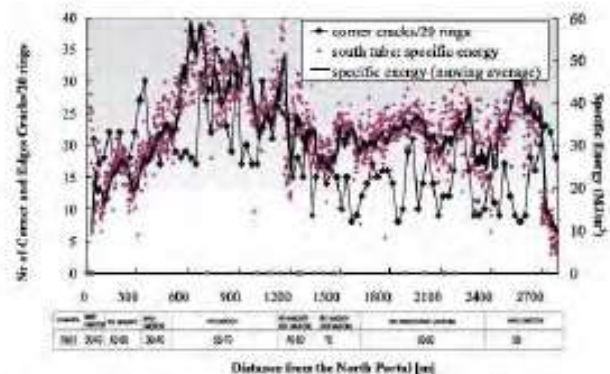


Figure 21. South Tube: Breakages-Es

5 CONCLUSIONS

From the experience of "Martignano" tunnel some conclusions can be underlined.

First, the excavation of two parallel tubes in the rock mass and with the same excavation team using the same machine, increase the global capability of the system in terms of production and, in general, of the efficiency of the excavation system.

This is mainly due to the fact that in the second tube, the production does not have a significantly "learning" part. The excavation

procedure follows a constant improvement, and tends to reach the maximum capability of the excavation system, which is related to the minimum time required for the single stroke and for assembling the ring.

That means that, in this condition, the trend of the production is very similar to that of the excavation of a single tube. Of course, in the case of two tubes, the time required to disassemble, transport and reassemble the TBM, can not be avoided and it will be part of the total time for the execution of the complete tunnel.

The above consideration is confirmed by looking at the average productions obtained during the excavation for both tube. For the North tube these productions have been correlated to a penetration speed varying from 2 (including the first part of the learning curve) to 13,5 m/d, while for South tube these speeds range from 8,5 to 20 m/d.

The global speed, included the disassembling, the transport and the reassembling times, was 8,5 m/d that is only 1% lower than the average speed of the first tube, and 51% lower than the relative for the second tube.

About the recorded damages, type 3 and 5 (longitudinal tensile micro-fractures), they were very commonly present on the lining, (it was not realistically possible to count them) and so it suggests that this phenomena is related to the system of excavation and lining, related to the quality of the rock mass. For this, if it is considered important, to minimize this kind of damages, an appropriate study of the typology and quantity of the reinforcement is suggested (steel fiber and/or secondary steel mesh reinforcement).

For damages type 1,2 and 4, that are typically encountered in the segmented lining for tunnel excavated with a large diameter shielded TBM, the obtained results indicate that the number of damages seems to be related to the quality of the encountered rock mass, to the applied thrust and to the global energy used for excavating the unit volume of rock mass.

Also, for minimizing these kind of damages without affecting too much the production, a supplementary not structural reinforcement is

suggested. This means to have an additional diffuse reinforcement, like a steel fiber reinforcement, or supplementary steel mesh positioned on the edge and on the corner of the segments.

REFERENCES

- Baldi, A.M., Fuoco, S., Cucino, P., Nicolussi Paolaz P., 2007. Lo Scavo della Galleria Stradale di Martignano (TN). Previsioni e Riscontri: Il Ruolo Delle Indagini Geofisiche, *XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica*. Proceedings, pp.123-130.
- Bieniawski, R.Z.T., Celada, B., 2011. Specific energy of excavation in detecting tunneling conditions of TBM, *Tunnels and Tunnelling International*.
- Bieniawski, R.Z.T., 1989. *Engineering rock mass classifications. A complete manual for Engineers and Geologist in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. John Wiley & Sons.
- Bieniawski von Preinl Z.T., Celada Tamames B., Galera Fernandez J.M., Alvarez Hernandez M., 2005. Rock Mass Excavability (RME) Indicator: New Way to selecting the Optimum Tunnel Construction Method, *Proceedings of the World Tunnel Congress and 32nd ITA Assembly*, Seoul, Korea, pp 1-6.
- Chimenti, E., 2006. *Excavation in Rock with big diameter TBM. Influence of operative parameter on segmental lining damages*. Post graduate Master Course. Master Thesis (Unpublished), 72p
- De Rivaz B., 2008. Steel fiber reinforced concrete (SFRC): The use of SFRC in precast segment for tunnel lining, *World Tunnel Congress 2008 - Underground Facilities for Better Environment and Safety - India*.
- Dolcini, G., Fuoco, S., Ribacchi, R., 1996. Performance of TBMs in complex rock masses. *Proceedings of the International Conference of North American Tunneling '96*. Washington, pp 145-154.
- Galera, J.M., Álvarez, M., Bieniawski, R.Z.T., 2005. Evaluation of the deformation modulus of rock masses: comparison of pressuremeter and dilatometer tests with RMR prediction, *ISP5-PRESSIO International Symposium*.
- Sugimoto, M., 2006. Causes of Shield Segment Damages During Construction, *International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling*, Bangkok, Thailand.
- Teale, R., 1965. The Concept of Specific Energy in Rock Drilling, *International Rock Mechanic and Mining Sci*. Vol 2, pp. 57-73.

Kayaçların Mekanik Özellikleri ile Keski Kuvvetleri Arasındaki İlişkilerin İncelenmesi

Investigation on Relations between Tool Forces and Mechanical Characteristics of Rocks

S. Yaşar, A. O. Yılmaz, M. Çapık

Karadeniz Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Trabzon

ÖZET Keski kuvvetleri, kazı makinesinin seçiminde önemli bir yere sahiptir. Kazı sırasında üç boyutta keski kuvvetleri oluşmaktadır. Bunlar; kesme kuvveti, normal kuvvet ve yanıl kuvvettir. Laboratuvarda yapılan kesme deneylerinde (tam boyutlu kesme deneyi ve küçük boyutlu kesme deneyi) keski kuvvetleri dinamometre yardımı ile ölçülmektedir. Bu kuvvetlerin, kazılan kayacın mekanik özellikleri ile nasıl değiştiği önemli bir husustur.

Bu çalışmada farklı mekanik özelliklere sahip beş kayaç örneği küçük boyutlu kesme deneyine tabi tutulmuş ve iki boyuttaki keski kuvvetleri (kesme kuvveti ve normal kuvvet) kaydedilmiştir. Ayrıca bu örnekler üzerine tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı ve laboratuvarda Schmidt çekici deneyleri uygulanmıştır.

Verilerin değerlendirilmesinin sonucunda kesme kuvvetinin ve normal kuvvetin, tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı ve Schmidt çekici geri sıçrama değeri ile lineer olarak arttığı gözlemlenmiştir.

ABSTRACT Tool forces have an important role in selection of excavation machine. During rock excavation forces in three dimensions are being occurred. These forces are; cutting force, normal force and sideway forces. Tool forces are being measured by dynamometers in laboratory rock cutting tests (full scale rock cutting test and small scale rock cutting test). This is an important concern how tool forces change with the mechanical characteristics of rocks.

In this study, five different rock samples which have different mechanical characteristics have been subjected to small scale rock cutting test and forces in two dimensions (cutting force and normal force) occurred during rock cutting have been measured and recorded. Furthermore uniaxial compressive strength, point load strength, indirect tensile strength and laboratory Schmidt hammer tests have been applied to these rock samples.

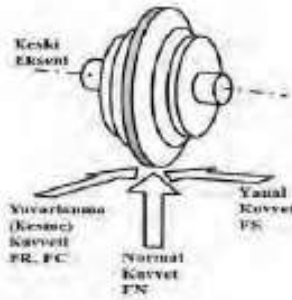
As a result of evaluation of experimental data, cutting and normal force is found to be increased linearly by uniaxial compressive strength; point load strength, indirect tensile strength and Schmidt hammer rebound value.

1 GİRİŞ

Mekanize kazı inşaat ve maden yapılarının imalinde sıkça başvurulan bir yöntemdir. Bu yapıların açılacağı formasyonların makine ile

kazıya uygun olup olmadığı kazıya başlanmadan önce belirlenmelidir. Bu tasarım aşamasında kayaç kazısı sırasında meydana gelecek keski kuvvetleri belirlenmektedir.

Kazı sırasında keski üzerine etkiyen üç boyuttaki kuvvetler Şekil 1'de verilmiştir. Bu kuvvetler; kesme kuvveti, normal kuvvet ve yanal kuvvettir. Kesme kuvveti kazı hattına paralel, normal ve yanal kuvvet ise kazı hattına dik etkiyen kuvvetlerdir. Keski kuvvetleri, pratik ve teorik olarak bulunabilmektedir. Pratik olarak laboratuvarında bulunan kesme setleri yardımıyla, teorik olarak ise kayaç ve keski özelliklerinden faydalanılarak bulunabilmektedir.

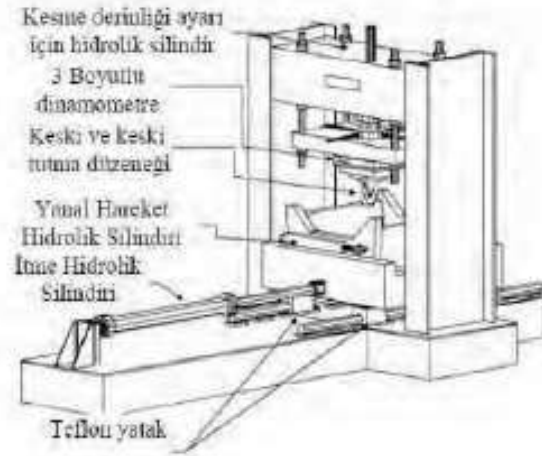


Şekil 1. Keskiye etkiyen üç boyuttaki kuvvetler

Laboratuvarında keski kuvvetlerinin bulunabilmesi için geliştirilen deney setleri tam boyutlu ve küçük boyutlu kazı setleridir. Laboratuvar kesme deneylerinde, numune gerçek ya da özelliği bilinen bir keski ile kazılmakta ve bu sırada oluşan keski kuvvetleri dinamometreler yardımı kaydedilmektedir (Feridunoğlu ve Bilgin, 2010).

Tam boyutlu kazı deneyinde gerçek keski ve büyük kaya parçaları (70 cm x 50 cm x 50 cm) kullanılabilir. Kazı makinelerinde keski kuvvetlerinin bulunmasında en kesin yöntem tam boyutlu kazı deneyinde kesme yapmaktır. Bu kazı setinde farklı tipte keski kullanılabilmektedir. Keskilere gelen kesme kuvveti, normal kuvvet ve yanal kuvvet dinamometre vasıtasıyla ölçülerek bilgisayara gönderilmektedir (Feridunoğlu ve Bilgin, 2010). Şekil 2'de tam boyutlu kazı setinin şematik görünümü görülmektedir. En kesin sonucu vermesine karşın tam boyutlu kazı deneyinin bazı dezavantajları bulunmaktadır. Bu dezavantajlara maliyetli bir deney olması,

az sayıda araştırma merkezinde bulunması ve deneyin yapılmasında deneyimli personele ihtiyaç duyulması örnek gösterilebilir (Gökten ve Güneş, 2005).



Şekil 2. Tam boyutlu kazı setinin şematik görünümü

Küçük boyutlu kazı seti bir kayacın kazılabilirlik tayininin doğrudan yapılabilmesi için geliştirilmiştir. Deney Uluslararası Kaya Mekaniği Cemiyeti (ISRM) tarafından standart deney yöntemi olarak önerilmiştir. Deneyde 76 mm veya daha küçük çaplı karot numuneleri veya 20 cm x 10 cm x 10 cm boyutlarında blok numune kesilebilmektedir. Şekil 3'te İstanbul Teknik Üniversitesi Kazı Teknolojileri ve Maden Makineleri Laboratuvarı'nda bulunan küçük boyutlu kazı seti görülmektedir.



Şekil 3. Küçük boyutlu kazı seti

Numune sabitlendikten sonra kesme açısı 5° , temizleme açısı 5° ve genişliği 12,7 mm olan kama uçlu keski ile 5mm kesme derinliğinden kazı yapılmaktadır (McFeat-Smith ve Fowell, 1977'den alıntılan, Bilgin ve Shahriar, 1988). Kesme sırasında oluşan kuvvetler gerilimölçer ile donatılmış dinamometre ile bilgisayara kayıt edilir

Kesme kuvvetinin teorik olarak bulunabilmesi için araştırmacılar tarafından kesme teorileri önerilmiştir. İlk metal kesme teorisi Merchant tarafından önerilmiştir (Merchant, 1945). İlk kaya kesme teorisi Evans tarafından ortaya atılmıştır (Evans, 1962). Bu teoriye göre, kesme işlemi malzemenin çekme dayanımının yenilmesi sonucunda oluşmaktadır. Daha sonraki çalışmalar neticesinde bu teorinin kömür ve orta sert kayalarda daha doğru sonuçlar verdiği bildirilmiştir (Roxborough, 1973). Evans kalem uçlu keski (1) ve kama uçlu keski (2) için önerdiği formüller şu şekildedir:

$$FC = \frac{16\pi\sigma_c^2 d^2}{\cos^2(\phi/2)\sigma_c} \quad (1)$$

$$FC = \frac{2\sigma_c dw \sin \frac{1}{2}(\frac{\pi}{2} - \alpha)}{1 - \sin \frac{1}{2}(\frac{\pi}{2} - \alpha)} \quad (2)$$

Burada FC' kesme kuvveti, d kesme derinliği, w keski genişliği, α kesme açısı, σ_c çekme dayanımı, σ_c basınç dayanımı ve ϕ uç açısıdır.

Nishimatsu'nun teorisi Merchant'ın metal kesme teorisine dayanmaktadır ve kesme işleminin kesme dayanımının yenilmesi sonucu oluştuğunu ortaya koymuştur. Nishimatsu'nun önerdiği matematiksel formül dayanımı yüksek kayalarda gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir (Nishimatsu, 1972). Kama uçlu keski için önerilen formül:

$$FC = \frac{2\sigma_c dw \cos(\psi - \alpha) \cos \phi}{(n+1)[1 - \sin(\phi + \psi - \alpha)]} \quad (3)$$

Burada denklem 1 ve 2'ye ilave olarak, σ_c kesme dayanımı, ϕ kayacın içsel sürtünme açısı, ψ kayaç ile keski arasındaki sürtünme

açısı, n stres faktörüdür ve formülü şu şekildedir:

$$n = 12 - \frac{\alpha}{2} \quad (4)$$

Göktan, Evans'ın kalem uçlu keski için önerdiği matematiksel denklemindeki eskiklikleri gidermek adına denklemi modifiye etmiştir. Göktan'a göre denklemin başlıca iki eksikliği bulunmaktadır. Öncelikle uç açısı sıfır olduğunda kesme kuvveti de sıfır olması gerektiği halde formüle göre olmamaktadır. Ayrıca formüle göre kesme kuvveti ile kayacın basınç dayanımı ters orantılıdır ki pratikte bu ilişki mümkün görünmemektedir (Göktan, 1997). Göktan'ın önerdiği formül:

$$FC = \frac{4\pi\sigma_c d^2 \sin^2(\phi + \psi)}{\cos(\phi + \psi)} \quad (5)$$

Keski kuvvetlerinin pratik ve teorik olarak bulunmasından bahsedildikten sonra kayaçların mekanik özellikleri ile keski kuvvetleri arasındaki ilişkilere değinilecektir. Kayaçların mekanik özellikleri ile keski kuvvetleri arasındaki ilişkilere ilk örnek olarak Evans'ın kesme teorisi gösterilebilir. Bu teoriye göre kayacın çekme dayanımı ile kesme kuvveti doğru orantılıdır (Evans, 1962). Nishimatsu ise kesme teorisinde ise kesme kuvvetinin kayacın kesme dayanımı ile lineer olarak arttığını iddia etmiştir (Nishimatsu, 1972). Fowell vd. dört farklı kayaç numunesi üzerinde gerçekleştirdikleri mekanik ve kesme deneyleri sonucunda kesme kuvveti ile kayacın tek eksenli basınç dayanımı ve Young Modülü arasında lineer ilişkiler elde etmişlerdir (Fowell vd., 1992). Çopur vd. yaptığı deneysel çalışmanın ham verileri değerlendirildiğinde kesme kuvveti ve normal kuvvetin tek eksenli basınç dayanımı ve dolaylı çekme dayanımı ile lineer olarak arttığı gözlemlenmiştir (Çopur vd., 2001). Kel'in doktora çalışması kapsamında gerçekleştirdiği tam boyutlu kesme deneyleri ile mekanik deneylerin sonuçları

incelendiğinde kesme kuvveti ile tek eksenli basınç dayanımı ve dolaylı çekme dayanımı arasında lineer ilişkilere ulaşılmıştır (Kel, 2003). Tiryaki ve Dikmen'in 6 farklı kumtaşı üzerinde gerçekleştirdikleri mekanik ve küçük boyutlu kesme deneylerinin sonuçları değerlendirildiğinde kesme kuvvetinin tek eksenli basınç dayanımı ve dolaylı çekme dayanımı ile lineer olarak arttığı gözlemlenmiştir (Tiryaki ve Dikmen, 2006).

2 DENEYSEL ÇALIŞMALAR

Deneysel çalışmada kullanılan örnekler Doğu Karadeniz Bölgesi'nin çeşitli illerinden temin edilmiştir. Çalışma süresince 5 farklı kayaç numunesi kullanılmıştır. Kayaç örneklerinin adları ve temin edildikleri yerler Çizelge 1'de gösterilmiştir. Numune temininin ardından karot alma, tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, laboratuvarında Schmidt çekici deneyi ve küçük boyutlu kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Çizelge 1. Kayaç numunelerinin adları ve alındıkları yerler

Numune Adı	Alındığı Yer
Kireçtaşı I	Gümüşhane
Bazalt	Gümüşhane
Kumtaşı	Gümüşhane
Kireçtaşı II	Trabzon
Tüf	Bayburt

2.1 Tek Eksenli Basınç Dayanımı Deneyi

Tek eksenli basınç dayanımı deneyleri 54 mm çapa sahip karot numuneleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Boy/çap oranı 2 olacak şekilde karot numuneleri kesilerek düzeltilmiştir. Yükleme hızı 1kN/sn olarak ayarlanmıştır.

2.2 Dolaylı Çekme Dayanımı Deneyi

Dolaylı çekme dayanımı deneyleri 54 mm'lik karot numunelerine uygulanmıştır. Numunelerin boy/çap oranı 1:2 olarak

alınmıştır ve deney sırasındaki yükleme hızı 0,2 kN/sn olarak sabitlenmiştir.

2.3 Nokta Yük Dayanımı Deneyi

Nokta yük dayanımı deneyinde üç tür yükleme yöntemi bulunmaktadır. Bunlar; çapsal, eksenel ve blok ve düzensiz numunelere uygulanan yöntemlerdir. Bu çalışmada eksenel yükleme yöntemi kullanılmıştır. Deneyde boy:çap oranı 1:2 olan numuneler kullanılmıştır.

2.4 Laboratuvarında Schmidt Çekici Deneyi

Deneyde L tipi klasik Schmidt çekici ve V tipi numune beşiği kullanılmıştır. Vuruşlar 54 mm'lik karot numuneleri üzerine yapılmıştır. Her bir numunenin üzerine 10 vuruş yapılmıştır. Kaydedilen vuruşlar büyükten küçüğe sıralanmış ve ilk beş vuruşun ortalaması alınmıştır.

2.5 Küçük Boyutlu Kesme Deneyi

Küçük boyutlu doğrusal kesme deneyi İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü Kazı Teknolojileri ve Maden Makinaları Laboratuvarı'nda gerçekleştirilmiştir. Deney şartları şu şekilde belirlenmiştir:

Kesme derinliği : 5 mm,

Kesme açısı : -5°,

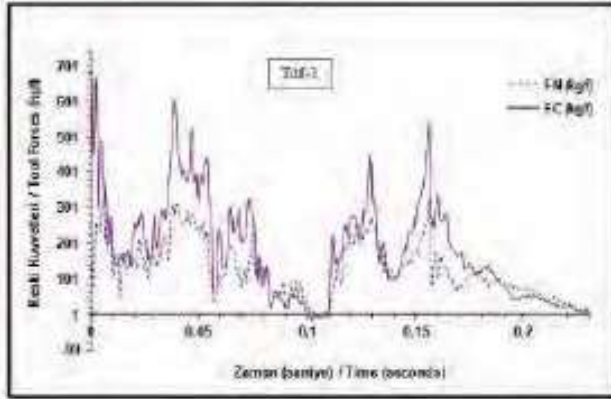
Temizleme açısı : 5°,

Keski genişliği : 12,7 mm,

Keski ucu : Tungsten karbid, % 10 kobalt.

Deney 54 mm'lik karot örnekleri üzerinde gerçekleştirilmiştir. Karot örnekleri numune kutusuna yerleştirilmiş ve deney başlatılmıştır. Ardından kazı sırasında keskiye gelen üç boyuttaki kuvvetler dinamometre vasıtasıyla elektrik yüküne dönüştürülmüştür. Arabirimler sayesinde elektrik yüküne çevrilen kuvvet kgf cinsinden bilgisayara saniyede 2000 veri hızıyla kaydedilmiştir. Şekil 4'te Tüf numunesinin kazısı sırasında oluşan kuvvetlerin kaydedilmesiyle oluşan

kuvvet-zaman grafiği görülmektedir. Bu çalışmada yalnızca kesme kuvveti ve normal kuvvete yer verilmiştir, yanıl kuvvet ihmal edilmiştir.



Şekil 4. Tüf numunesinin kuvvet-zaman grafiği

3 BULGULAR

Keski kuvvetleri ile kayaların mekanik özellikleri arasındaki ilişkiler incelenirken istatistiksel olarak belirli bir yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemle göre parametreler arasındaki ilişkiler incelenirken aralarındaki korelasyon katsayıları göz önünde tutulmuştur. Korelasyon katsayısı (r), iki değişken arasındaki doğrusal ilişki ve ilişkinin gücü hakkında bilgi veren katsayıdır ve -1 ile +1 arasında değerler almaktadır (Kalaycı, 2008). İstatistiksel analize geçmeden önce yapılan deneylerin toplu sonuçları Çizelge 2 ve 3'te verilmiştir. Kesme deneyleri gerçekleştirilirken teknik zorunluluklardan dolayı farklı kesme derinliklerinde deneyler gerçekleştirilmiştir. Kesme kuvveti ve normal kuvvet derinliği bağılı olarak lineer olarak artmaktadır (Roxborough ve Rispin, 1973, Roxborough ve Pedroncelli, 1982, Bilgin, 1977, Roxborough, 1985 ve Bilgin vd., 2006). Bundan dolayı kesme kuvveti ve normal kuvvet derinliği bölünerek normalize edilmiştir.

Çizelge 2. Küçük boyutlu kesme deneyinin sonuçları

Numune Adı	FC/d, kgf/mm	FN/d, kgf/mm
Kireçtaşı I	76,53	238,31
Bazalt	93,92	310,62
Kumtaşı	45,61	82,35
Kireçtaşı II	33,80	17,11
Tüf	31,90	20,49

Çizelge 3. Mekanik deneylerin toplu sonuçları

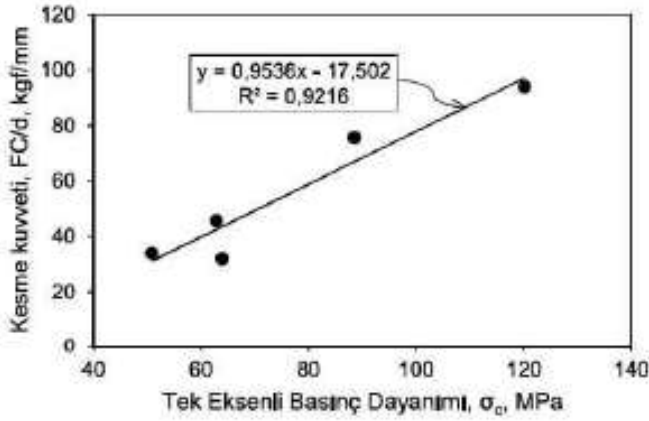
Numune Adı	σ_c , MPa	σ_t , MPa	I_{50} , MPa	R
Kireçtaşı I	88,51	10,44	6,80	42
Bazalt	120,07	10,21	6,46	43
Kumtaşı	62,83	5,31	2,47	39
Kireçtaşı II	50,88	3,66	2,28	36
Tüf	63,71	8,73	4,23	38

Burada FC/d normalize edilmiş kesme kuvveti, FN/d normalize edilmiş normal kuvvet, σ_c tek eksenli basınç dayanımı, σ_t dolaylı çekme dayanımı, I_{50} 50 mm çapa göre düzeltilmiş nokta yük dayanımı ve R Schmidt çekici geri sıçrama değeridir. Kesme kuvveti ve normal kuvvet ile mekanik parametreler arasındaki korelasyon katsayılarını gösteren tablo aşağıda verilmiştir.

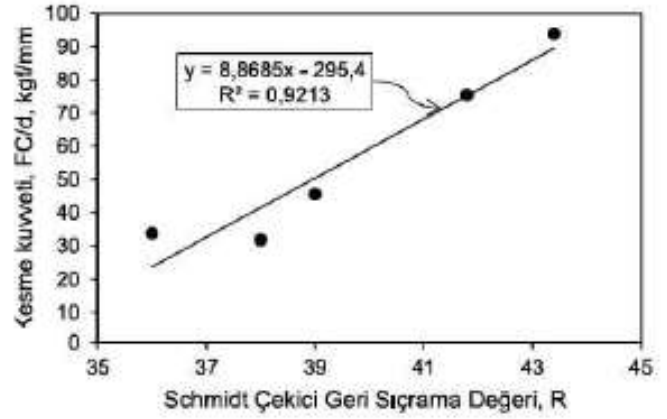
Çizelge 4. Korelasyon katsayıları matrisi

	σ_c	σ_t	I_{50}	R
FC/d	0,960	0,716	0,838	0,960
FN/d	0,956	0,745	0,860	0,969

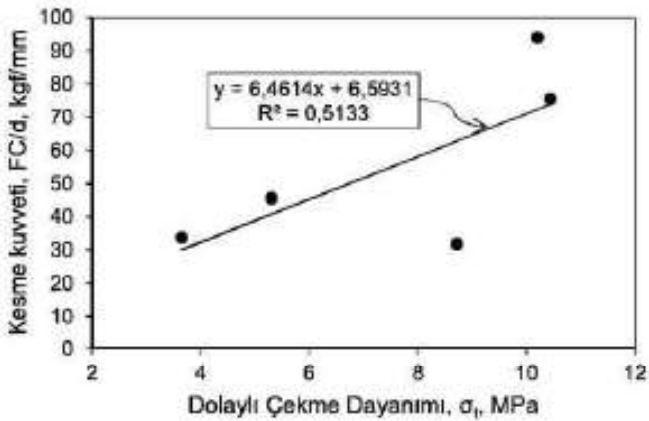
Korelasyon katsayıları matrisi incelendiğinde tüm parametreler ile kesme kuvveti ve normal kuvvet arasında lineer ilişkilerin olduğu görülmektedir. Bu ilişkiler karşılaştırıldığında aşağıda verilen grafikler oluşturulmuştur.



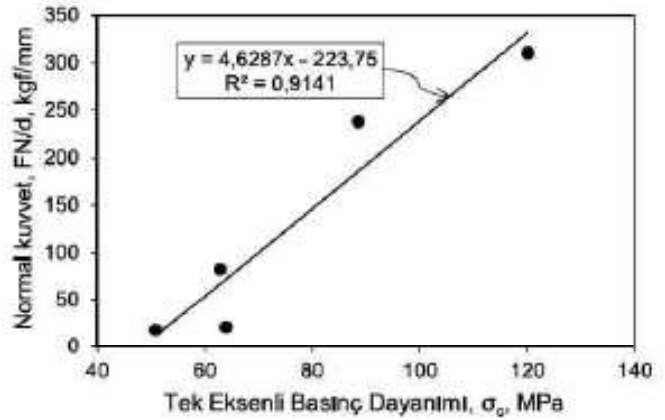
Şekil 5. Tek eksenli basınç dayanımı ile kesme kuvveti arasındaki ilişki



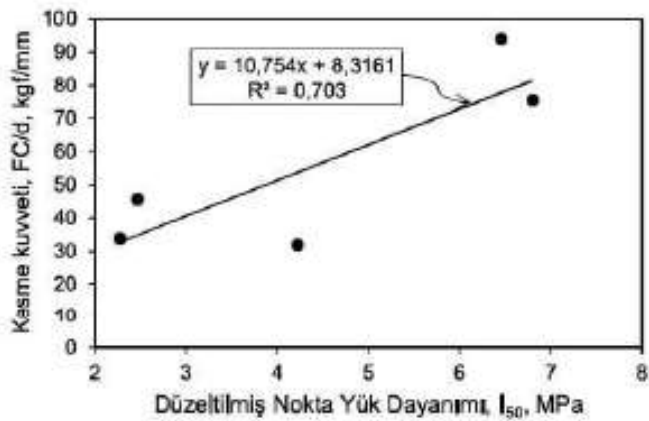
Şekil 8. Schmidt çekici geri sıçrama değeri ile kesme kuvveti arasındaki ilişki



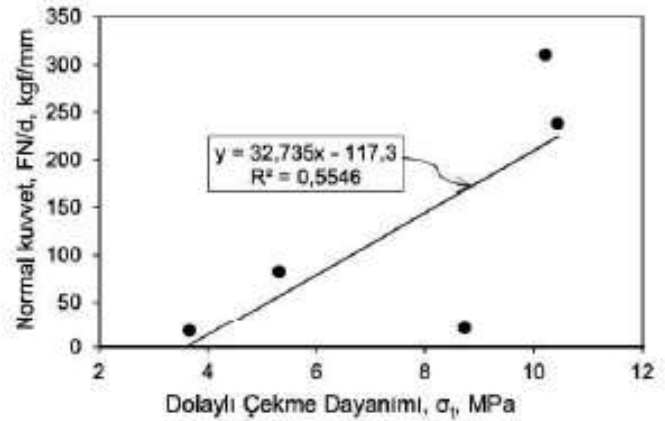
Şekil 6. Dolaylı çekme dayanımı ile kesme kuvveti arasındaki ilişki



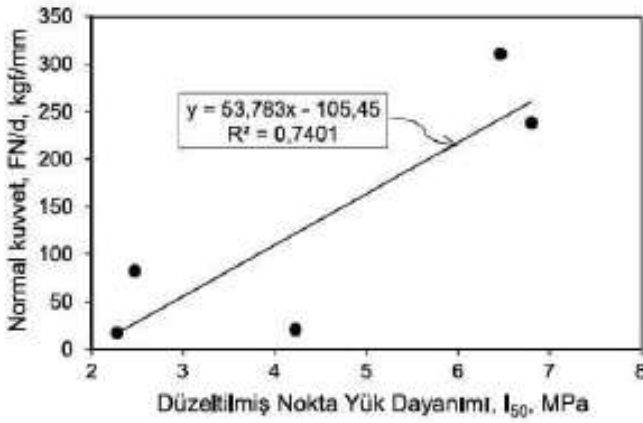
Şekil 9. Tek eksenli basınç dayanımı ile normal kuvvet arasındaki ilişki



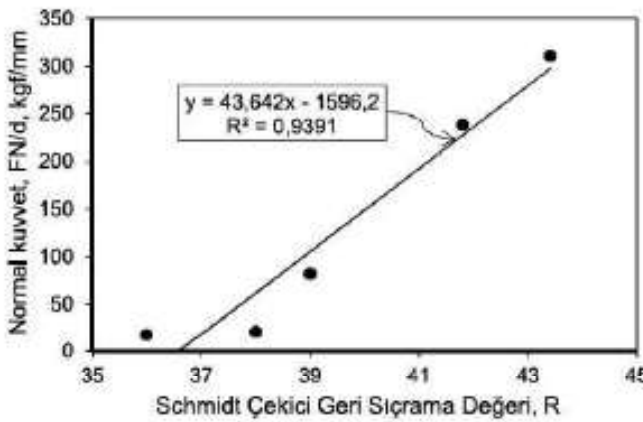
Şekil 7. Düzeltilmiş nokta yük dayanımı ile kesme kuvveti arasındaki ilişki



Şekil 10. Dolaylı çekme dayanımı ile normal kuvvet arasındaki ilişki



Şekil 11. Düzeltilmiş nokta yük dayanımı ile normal kuvvet arasındaki ilişki



Şekil 12. Schmidt çekici geri sıçrama değeri ile normal kuvvet arasındaki ilişki

Şekil 5-12'deki grafikler incelendiğinde şu saptamalar yapılabilir:

- Kesme kuvveti ile tek eksenli basınç dayanımı ve Schmidt çekici geri sıçrama değeri arasında çok kuvvetli lineer ilişkiler bulunmaktadır.
- Kesme kuvveti ile dolaylı çekme dayanımı ve düzeltilmiş nokta yük dayanımı arasında lineer ilişki bulunmaktadır.
- Normal kuvvet ile tek eksenli basınç dayanımı ve Schmidt çekici geri sıçrama değeri arasında çok kuvvetli lineer ilişkiler bulunmaktadır.
- Kesme kuvveti ile dolaylı çekme dayanımı ve düzeltilmiş nokta yük dayanımı arasında lineer ilişki bulunmaktadır.

4 SONUÇLAR

Keski kuvvetleri mekanize kazı açısından önemli bir yer teşkil etmektedir. Keski kuvvetlerinin kazılacak kayacın mekanik özellikleri ile değişimi önemli bir husustur. Çalışma boyunca tek eksenli basınç dayanımı, dolaylı çekme dayanımı, nokta yük dayanımı, laboratuvarında Schmidt çekici deneyi ve küçük boyutlu kesme deneyleri gerçekleştirilmiş ve elde edilen veriler karşılaştırılmıştır.

Sonuç olarak daha önce yapılan çalışmalara paralel olarak keski kuvvetlerinin mekanik parametrelerin artışı ile farklı hassasiyetlerde olmak üzere arttığı sonucuna ulaşılmıştır. Bu bilgilere ek olarak daha kesin genellemeler yapabilmek için çok daha fazla numuneyle deneyler gerçekleştirilmelidir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, gerek deneysel çalışma bölümünde yardımlarını esirgemeyen gerekse de tecrübelerini paylaşmaktan kaçınmayan İstanbul Teknik Üniversitesi Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü öğretim üyeleri Prof.Dr. Nuh BİLGİN'e, Prof.Dr. Hanifi ÇOPUR'a, Doç.Dr. Cemal BALCI'ya ve Yrd.Doç.Dr. Deniz TUMAÇ'a sonsuz teşekkürlerini sunarlar. Ayrıca yazarlar laboratuvar çalışmalarındaki yardımlarından dolayı Arş.Gör. Emre AVUNDUK'a ve Arş.Gör. Ramazan ÇOMAKLI'ya şükranlarını bildirirler.

KAYNAKLAR

- Bilgin, N., 1977. Investigation Into Mechanical Cutting Characteristics of Some Medium and High Strength Rocks, Ph.D. Thesis, Newcastle Upon Tyne University, England, s. 332.
- Bilgin, N. ve Shahriar K., 1988. Madenlerde Mekanize Kazı İçin Bir Ölçme Sisteminin Geliştirilmesi ve Amasra Karbonifer Havzasına Uygulanışı, *Türkiye 6. Kömür Kongresi*, Mayıs, Zonguldak, Bildiriler Kitabı, 13-28.
- Bilgin, N., Demircin, M.A., Çopur, H., Balci, C., Tunçdemir, H. ve Akçin, N., 2006. Dominant

- Rock Properties Affecting the Performance of Conical Picks and the Comparison of Some Experimental and Theoretical Results , *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 43, 1, 139–156.
- Çopur, H., Tunçdemir, H., Bilgin, N. ve Dinçer, T., 2001. Specific Energy as a Criterion for Use of Rapid Excavation Systems in Turkish Mines, *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy Section A*, 110, 149–157.
- Evans, I., 1962. A Theory of the Basic Mechanics of Coal Ploughing. *Mineral Resources*, 2, 761-798.
- Feridunoğlu, C. ve Bilgin, N., 2010. Kayaç Kazılabilirliğinin Tayini İçin Taşmabilir Kayaç Kesme Deney Aletinin Geliştirilmesi, *İtühergisi*, 9, 3, 66-74.
- Fowell, R.J., Gillani, T. ve Altınoluk, S., 1992. Wear Characterization of Rock, *EUROCK*, Chester, England, Proceedings Book, 13-18.
- Göktaş, R.M.A., 1997. A Suggested Improvement on Evans' Cutting Theory for Conical Bits, Proc. Of the International Symposium on Mine Mechanization and Automation, Brisbane, Queensland, Australia, vol.1, A4-57/A4-61.
- Göktaş, R.M. ve Yılmaz, N.G., 2005. A Semi-Empirical Approach to Cutting Force Prediction for Point-Attack Picks, *Journal of Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 105, 10, 257-263.
- Kalaycı, Ş., 2010. *SPSS Uygulamalı Çok Değişkenli İstatistik Teknikleri*, Asil Yayınevi, Ankara, 426 s.
- Kel, K., 2003. Investigation of the Cuttability of Coal Measure Rocks in Zonguldak Coal Basin. Doktora Tezi, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, 181 s.
- McFeat-Smith, I. ve Fowell, R. J., 1977. Correlation of Rock Properties and the Cutting Performance of Tunneling Machines, *Conference on Rock Engineering*, Proceedings Book, Newcastle, 581-602.
- Mercant, M.E., 1945. Basic Mechanics of the Metal Cutting Process, *Journal of Applied Mechanics*, 66, 168-175.
- Nishimatsu, Y., 1972. The Mechanics of Rock Cutting, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 9, 261-270.
- Roxborough, F.F., 1973. The Cutting Rock With Picks, *Mining Engineer*, June, 445-454.
- Roxborough, F.F., 1985. Research in Mechanical Rock Excavation: Progress and Prospects, *Rapid Excavation Tunneling Conference*, Las Vegas, Proceedings Book, 225–244.
- Roxborough, F.F. ve Rispin, A., 1973. A Laboratory Investigation Into the Application of Picks for Mechanized Tunnel Boring in the Lower Chalk, *The Mining Engineer*, October, 1-13.
- Roxborough, F.F. ve Pedroncelli, E.J., 1982. A Practical Evaluation of Some Coal-Cutting Theories Using a Continuous Miner, *The Mining Engineer*, 142, 252, 145–155.
- Tiryaki, B. ve Dikmen A.Ç., 2006. Effect of Rock Properties on Specific Cutting Energy in Linear Cutting of Sandstones by Picks, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 39, 2, 89-120.

Kollu Tünel Açma Makinelerinin Performans Tahmini İçin Ampirik ve Yapay Sinir Ağı Modellerinin Karşılaştırılması

Comparison of the Empirical and Artificial Neural Network Models to Estimate Performance of Roadheaders

D. Tumaç, E. Avunduk

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 34469 Maslak-İstanbul

ÖZET Kollu tünel açma makineleri (Roadheaders) madencilik ve inşaat sektörlerinde tünel ve galeri açmak için kullanılan makinelerdir biridir. Formasyonların jeolojik ve geoteknik özellikleri bu makinelerin kullanımını önemli ölçüde sınırlanmaktadır. Bu makinelerin seçim kriterleri tünel kazısının verimliliği için çok önemlidir. Örneğin; seçilen makine geçilecek formasyon için uygun değilse, günlük ilerleme hızları aniden düşer ve böylelikle bütün tünelcilik faaliyetleri olumsuz olarak etkilenir. Bu olumsuz faktörler birçok araştırmacıyı makine seçimi ve hızlı kazı sistemlerinde performansın önceden tahmin edilebilmesi için bilimsel çalışmalar uygulamaya sevk etmiştir. Araştırmacılar ayrıca kollu tünel açma makinelerinin performans tahminine yönelik model geliştirme çalışmalarına da odaklanmıştır.

Bu çalışma kapsamında, STFA firması tarafından inşası yapılan Küçüksu atıksu tüneline kullanılan kollu tünel açma makinesinin performansı incelenmiştir. Bu atıksu tüneli İstanbul'un Avrupa yakasında Küçüksu'dan Hekimbaşına kadar uzanmaktadır. Çalışmanın amacına ulaşabilmek için ilk önce; geçilen formasyonların jeolojik ve geoteknik özellikleri tayin edilmiş ve tünel güzergahı boyunca kollu tünel açma makinesinin performansı kayıt edilmiştir. Daha sonra ise; kollu tünel açma makineleri için geliştirilmiş olan bazı ampirik performans tahmin modelleri test edilmiştir. Bu amaç için basınç dayanımı (UCS) ve kaya kalite göstergesi (RQD) değerleri bu modellerde girdi verisi olarak kullanılmıştır. Geçilen formasyon için arazide ölçülen ile ampirik modellerden tahmin edilen anlık kazı hızı (ICR) değerleri karşılaştırılmıştır. Çalışmanın sonunda, UCS, RQD ve arazi ICR değerlerini içeren bir veri seti oluşturulmuş ve kollu tünel açma makinelerinin anlık kazı hızlarının tahmini için yapay sinir ağları (YSA) kullanılmıştır. Elde edilen sonuçlar daha önceden geliştirilmiş olan ampirik modeller ile irdelenmiştir. Bu çalışma; performans tahmini için YSA'nın ampirik modellerden daha iyi sonuç verdiğini göstermiştir.

ABSTRACT Roadheaders are one of the main cutting machines for rapid and efficient tunnel and roadway drivages. On the other hand, the applications of these machines are limited to the geology and geotechnical properties of rock formations. The selection criteria of roadheaders is vital for tunnelling activities. For example, if the selected roadheader is not proper for the rock formations, daily advance rates which affect the whole tunnelling facilities decrease dramatically. These facts lead many researchers to carry out scientific research programs in order to increase the performance of the rapid excavations systems. During the last decades, researchers have also focused on developing performance prediction models for roadheaders.

The performance of a roadheader used for excavation of Kucuksu sewerage tunnel constructed by STFA was investigated. Kucuksu sewerage tunnel driven from Kucuksu to Hekimbasi is located in Anatolian part of Istanbul. In order to achieve the main objective of this

study, firstly, the geomechanical properties of intact rock and rock mass properties of the tunnel zones are found out, then, the in-situ performance data of roadheader are recorded. Secondly, the uniaxial compressive strength (UCS) and rock quality designation (RQD) are used as input parameters in the previously developed empirical models in order to understand the efficiency of these models. The relationships between measured and predicted instantaneous cutting rate (ICR) are determined for different encountered geological formations. Finally, a data set including UCS, RQD, and measured ICR are established. Artificial Neural Network (ANN) technique is used for predicting of the ICR of the roadheader. Three different empirical models are compared to the ANN model. Mean squared errors and coefficients of determination of these three methods are recorded and compared with those obtained with ANN. It is concluded that the artificial neural network designed in this study draws a better performance than the empirical models. This paper demonstrated promising results in predicting the achieved instantaneous net cutting rate (ICR) for the case study in question.

1 GİRİŞ

Büyük şehirlerdeki hızlı nüfus artışı yer altı yapılarına olan gereksinimi arttırmaktadır. Böylelikle, hızlı kazı teknolojilerine olan talep ise gittikçe artmaktadır. Kollu tünel açma makineleri ilk yatırım maliyeti avantajlarından ötürü yumuşak ve orta sert formasyonların kazısındaki kullanımları gittikçe artmaktadır (Copur et al. 1998).

Kollu tünel açma makinelerinin başarılı bir şekilde kullanımı formasyona uygun makine seçimi, keski tüketimi ve üretim hızı tahmini ile doğru orantılıdır. Bu makinelerin performansı “anlık kazı hızı (ICR)” tahmini olarak adlandırılır ve m³/h birimi ile ifade edilmektedir. ICR; kaya parametreleri, makine özellikleri ve işletme parametreleri ile doğrudan ilişkilidir (Rostami 1994). Kollu tünel açma makineleri için literatürde bugüne kadar bir çok ampirik performans tahmin modeli geliştirilmiştir fakat bu modeller gerçek arazi verileriyle ya zayıf ya da orta dereceli ilişkiler vermektedir.

Yapay sinir ağlarının (YSA) madencilik ve tünelleme sektörlerindeki problemlerin çözümü için kullanımı gün geçtikçe artmaktadır. Singh vd. (2001), Khandelwal vd.(2004), Bilgin vd. (2006), Kahraman vd. (2006), Yılmaz ve Yuksek (2008), Tiryaki (2009), Dehghan vd.(2010), Manouchehrian vd. (2010), Ceryan vd. (2012), Ocak ve Seker (2012), Enayatollahi vd. (2013) yapay sinir ağlarını bu amaç için kullanan araştırmacılardan sadece bir kaçıdır.

Bu çalışma kollu tünel açma makinelerinin performans tahmini için yapay sinir ağlarının nasıl kullanılabileceğini özetlemektedir.

2 KOLLU TÜNEL AÇMA MAKİNELERİNİN PERFORMANS TAHMİNİ İÇİN GELİŞTİRİLMİŞ BAZI MODELLER

Kollu tünel açma makinelerinin performans tahmininde genel olarak iki ana yöntem bulunmaktadır. Birinci yöntem; laboratuvar ortamında performans tahmini için küçük veya büyük ölçekli kazı deneyleridir. İkinci yöntem ise; arazide toplanan formasyon ve makine performans verileri kullanılarak geliştirilmiş olan ampirik modellerdir.

Literatürde en çok kabul gören performans tahmin yöntemlerinden biri Rostami vd. (1994) tarafından geliştirilmiştir. Bu modelde birim hacimdeki kayacı kesmek için harcanan spesifik enerji (SE) miktarı, kollu tünel açma makinesinin kesici kafa gücünü (P) ve enerji transfer katsayısını (k) kullanılmaktadır (Eşitlik 1).

$$ICR = k \times \frac{P}{SE_{opt}} \quad (1)$$

burada; ICR: anlık kazı hızı (m³/h), P: kesici kafa gücü (kW), SE: spesifik enerji (kWh/m³), k: enerji transfer katsayısı (0,45). Copur vd. (2001) tam boyutlu doğrusal kazı deneylerinde optimum koşullarda elde edilen spesifik enerji değerlerinin kayaların basınç

ve çekme dayanımı değerleri ile ilişkilerinin olduğu vurgulamışlardır. Ayrıca, bu deney düzeneğinin performans tahmini için en güvenilir yöntem olduğunu belirtmişlerdir.

Ampirik performans tahmin modelleri özellikle geçmiş tecrübeler ve araziden veri toplama ile yapılan istatistiksel çalışmalar dayanmaktadır. Modellerin güvenilirliği veri toplama kalitesine, veri çeşitliliğine ve veri çokluğuna dayanmaktadır. Bilgin vd. (1988, 1990, 1996, 1997, 2004) kollu tünel açma makineleri için en yaygın olarak kullanılan ampirik performans tahmin modelini geliştirmişlerdir (Eşitlik 2-3).

$$ICR = 0.28 \times P \times (0.974)^{RMCI} \quad (2)$$

$$RMCI = UCS \times (RQD/100)^{2/3} \quad (3)$$

burada; ICR: anlık kazı hızı (m^3/h), P: kesici kafa gücü (HP), RMCI: kaya kütle kesilebilirlik indeksi, UCS: kayacın tek eksenli basınç dayanımı (MPa), RQD: kaya kütle indeksi (%). Gehring (1989) kollu tünel açma makinelerinin performans tahmini için kayaçların tek eksenli basınç dayanımı değerleri ile arazi performans verilerini istatistiksel olarak analiz etmiştir. Aksiyel tip makineler için Eşitlik (4)'ü, transvers tip makineler için ise Eşitlik (5)'i önermiştir.

$$ICR = \frac{719}{UCS^{0.78}} \quad (4)$$

$$ICR = \frac{1739}{UCS^{1.13}} \quad (5)$$

burada; ICR: anlık kazı hızı (m^3/h), UCS: kayacın tek eksenli basınç dayanımı (MPa). Copur vd. (1997, 1998) çeşitli jeolojik formasyonlarda çalışan farklı kollu tünel açma makinelerinin performanslarını incelemişlerdir. Bu makinelerin performans tahmini için kayaçların basınç dayanımının yanı sıra makine ağırlıklarının ve kesici kafa güçlerinin de ön planda tutulması gerektiği sonucuna varmışlardır. İncelemelerin sonucunda transvers tip kollu tünel açma

makinelerinin performans tahmini için Eşitlik (6) ve (7)'yi önermişlerdir.

$$ICR = 27.511e^{0.0023(RPI)} \quad (6)$$

$$RPI = P \times W / UCS \quad (7)$$

burada; ICR: anlık kazı hızı (m^3/h), RPI: kollu tünel açma makinesi ilerleme indeksi, P: kesici kafa gücü (kW), W: makine ağırlığı (ton), UCS: kayacın tek eksenli basınç dayanımı (MPa). Thuro ve Plinninger (1999) kollu tünel açma makinelerinin anlık ilerleme hızları ile kayaçların basınç dayanımlarını karşılaştırarak Eşitlik (8)'i önermişlerdir.

$$ICR = 75.7 - 14.3 \times \ln(UCS) \quad (8)$$

burada; ICR anlık kazı hızı (m^3/h), UCS: kayacın tek eksenli basınç dayanımı (MPa). Balci vd. (2004) performans tahmini için geliştirdikleri modelde kayacın tek eksenli basınç dayanımı ve makinenin kesici kafa gücünün yanı sıra, enerji transfer katsayısını da göz önünde tutmuşlardır. Transvers tip kollu tünel açma makineleri için Eşitlik (9)'u axial tip makineler için ise Eşitlik (10)'u önermişlerdir.

$$ICR = k \times \frac{P}{0.37 \times UCS^{0.86}} \quad (9)$$

$$ICR = k \times \frac{P}{0.41 \times UCS^{0.67}} \quad (10)$$

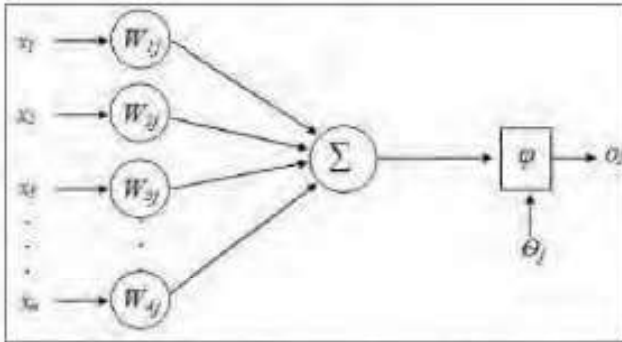
burada; ICR: anlık kazı hızı (m^3/h), P: kesici kafa gücü (kW), UCS: kayacın tek eksenli basınç dayanımı (MPa), k: enerji transfer katsayısı.

3 YAPAY SİNİR AĞLARI

Yapay sinir ağları sistem tanımada ve lineer olmayan sistemlerin modellenmesinde kullanılmak üzere biyolojik nöronlardan esinlenerek geliştirilmiş karmaşık matematiksel modellerdir. Bir yapay sinir ağı genellikle giriş katmanı, ara katman ya da katmanlar ve çıkış katmanından oluşur. Her katman çok sayıda nöron içerir ve nöron sayısı kullanıcı tarafından problemin ölçeğine göre belirlenir. Biyolojik sinir sistemine

benzer olarak tüm nöronlar birbirlerine bağlıdır (Ostem, 2006).

Bir yapay sinir ağı sistemle ilgili herhangi bir fiziksel bilgi içermez, ancak sistemin giriş ve çıkış verilerine göre eğitilerek bu veriler arasında bir ilişki kurabilir. Bu amaçla yapay sinir ağı örnek bir veri kümesi kullanılarak eğitilmelidir. Başarılı bir yapay sinir ağı eğitme, doğrulama ve test olmak üzere üç aşama sonucunda elde edilir. Bu nedenle örnek veri kümesi rastgele üç alt kümeye ayrıştırılır. Genellikle bunlardan birinin (eğitim için kullanılacak olanın) eleman sayısı diğerlerinden daha fazladır. Diğer iki küme ise doğrulama ve test için kullanılır. Şekil 1'de bir nöron detaylı olarak verilmiştir (Graupe 1997; Ostem 2006).



Şekil 1. Bir nöron akışının detaylı görünümü

Öncelikle yapay sinir ağını eğitmek için eğitim verisi kullanılır. Her girişin ağırlık katsayısı için rastgele sayılar atanır. Daha sonra süreç ilk giriş verileri ve çıkış verisi için başlar. Her giriş kendisine karşılık gelen ağırlık katsayısıyla çarpılır ve bunlar Eşitlik 11'deki gibi toplanır.

$$\sum_{i=1}^n (x_i \cdot w_i) = x_1 \cdot w_1 + x_2 \cdot w_2 + x_3 \cdot w_3 + \dots + x_n \cdot w_n \quad (11)$$

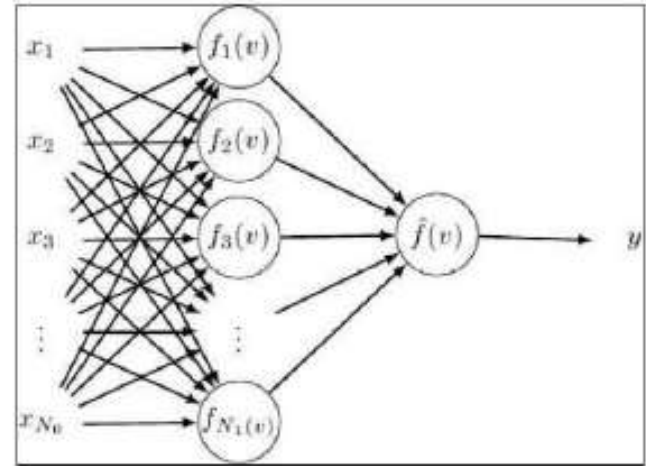
Ağırlıklı toplam bir aktivasyon fonksiyonuna uygulanır. Pek çok durumda aktivasyon fonksiyonu olarak Eşitlik 12'de verilen sigmoid fonksiyonu kullanılır.

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (12)$$

Aktivasyon fonksiyonunun çıkışı aslında nöronun da çıkışıdır. Çıkışın gerçek değeri ile tahmin değeri arasındaki hata hesaplanarak bir öğrenme algoritması yardımı ile geri

yayılır. Böyle yapay sinir ağlarına ileri yönlü (geri yayımlı) yapay sinir ağı denir. Ağırlık katsayıları belirlenen öğrenme algoritmasına göre güncellenir. Öğrenme algoritması gerçek çıkış değeri ile tahmin edilen çıkış değeri arasındaki hatayı minimize etmeye çalışır. Öğrenme algoritması olarak azalan gradyan yöntemleri yaygın olarak kullanılır. Bu yöntemler arasında çoğunlukla Levenberg-Marquardt algoritması hızlı ve güvenilir olması nedeniyle kullanılır. Hata için de özel bir ölçüt belirlenebilir ancak yapay sinir ağının eğitilmesinde sıklıkla toplam karesel hata kullanılır. Ağırlık katsayılarının güncellenmesinden sonra süreç bir sonraki giriş-çıkış veri grubu için tekrarlanır. Tüm veri kümesinin bir öğrenme çevrimine devir (epoch) adı verilir.

Pek çok uygulamada yapay sinir ağı bir veya daha fazla ara katman ve her katmanda birden fazla nöron içerir. Bu durumda geri yayılma algoritması bütün mimariye nüfuz ederek bütün katmanlardaki bütün nöronlar arasındaki ağırlık katsayılarını günceller. Örnek bir yapay sinir ağı Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Örnek bir yapay sinir ağı

İkinci önemli adım; yapay sinir ağını genelleştirmek üzere uygulanan doğrulama adıdır. Yapay sinir ağına eğitim verisinden farklı bir veri uygulanır. Eğitim verisinin büyük ölçekli olması veya devir sayısının yüksek olması ezberlemeye yol açabilir. Yapay sinir ağını genelleştirebilmek için doğrulama adımı mutlaka uygulanmalıdır.

Üçüncü adım; yapay sinir ağına eğitim ve doğrulama verilerinden farklı bir verinin uygulandığı test adımdır. Bu adım doğrulama adımı ile bir farklılık dışında benzerlik gösterir. Doğrulama adımı eğitim adımını durdurma ölçütlerinden biridir. Diğer yandan test adımı eğitilmiş ve doğrulanmış bir yapay sinir ağının performansını ölçmek üzere uygulanır.

Son olarak şunu da belirtmek gerekir ki, eğitim süreci bir ölçüte bağlı olarak durdurulmalıdır. Bu ölçüt, devir sayısı, hata, hata gradyanı veya doğrulama sayısı olabilir. Bu değişkenler de ara katman sayısı veya her katmandaki nöron sayısı gibi kullanıcı tarafından belirlenen değerlerdir ve en iyi değişkenleri belirlemek çoğunlukla deneme-yanılma yöntemine dayalıdır.

4 PROJENİN TANITILMASI

İstanbul'un Asya yakasındaki atıksu tünellerinin bir parçası olan ve Küçüksu'dan Hekimbaşına uzanan 1073 m uzunluğundaki tünel bu çalışma kapsamında incelenmiştir. Bu projede 90 kW kesici kafa gücüne ve 224 kW kurulu güce sahip axial tip Herrenknecht marka kollu tünel açma makinesi kullanılmıştır. Tünel hattı boyunca geçilen formasyonlar ve özellikleri şu şekilde özetlenebilir: tünel uzunluğunun %72'si basınç dayanımı 98,2 ile 174,6 MPa ve RQD değeri 30 ile 90 % arasında değişen kireçtaşı; %16'sı basınç dayanımı 77 ile 163,8 MPa ve RQD değeri 80 ile 90 % arasında değişen andezit ve diyabaz dayklarından; %12'si ise basınç dayanımı 55,7 ile 92,4 MPa ve RQD değeri 80 ile 90 % arasında değişen siltaşı ve kumtaşıdır oluşmaktadır. Bölge jeolojisinin ve tünel güzergahının detaylı tanımına Tumac (2006) ve Tumac vd. (2007)'den bakılabilir.

Arazide kayıt altına alınan kollu tünel açma makinesinin performans verileri Çizelge 1'de özetlenmiştir.

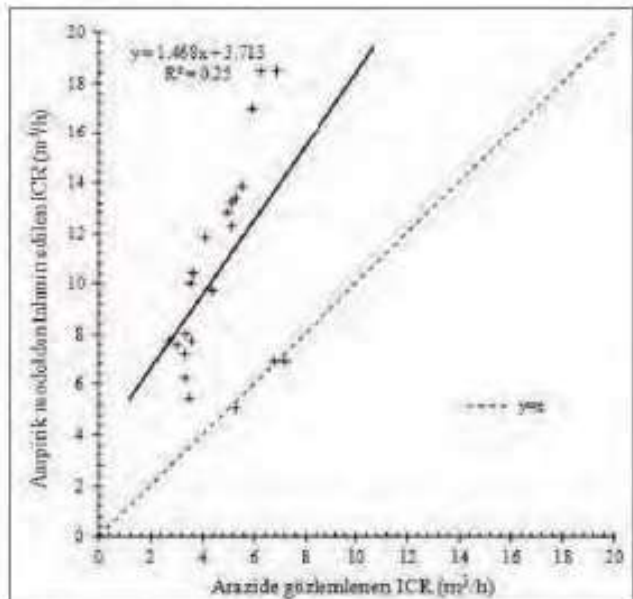
Çizelge 1. Orijinal veri kümesi için temel tanımlayıcı istatistik

	RQD (%)	P (kW)	UCS (MPa)	ICR (m ³ /h)
Minimum	30,00		55,70	2,68
Maksimum	90,00		174,60	7,16
Ortalama	79,58		102,75	4,60
Medyan	90,00	90	96,95	4,36
Standard sapma	18,23		32,98	1,32
Varyans	318,58		1042,47	1,67

Toplam veri sayısı 24; RQD: kaya kalite göstergesi; P: kesici kafa gücü; UCS: kayacın basınç dayanımı; ICR: anlık kazı hızı.

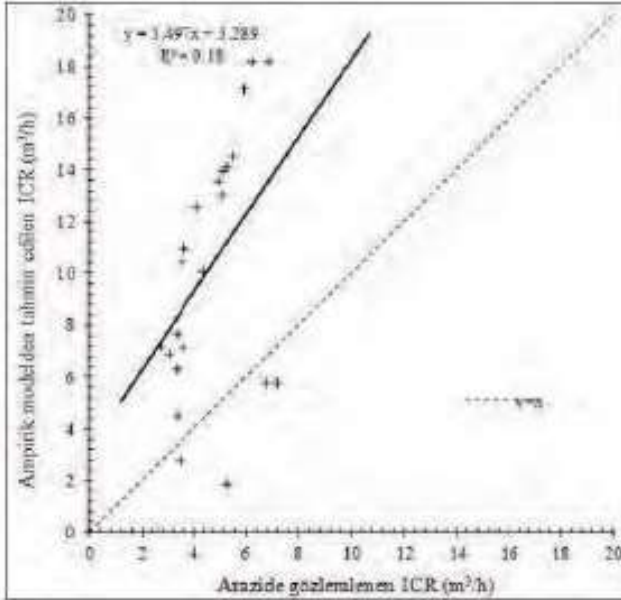
5 MODEL ANALİZİ VE TARTIŞMA

Bu çalışmada ilk önce, daha önceden kollu tünel açma makinelerinin anlık kazı hızı tahmini için geliştirilmiş olan bazı ampirik modellerden elde edilen kazı hızları ile Küçüksu tünellerinden elde edilen gerçek kazı hızları karşılaştırılmıştır. Gehring (1989) tarafından geliştirilen ampirik model (Eş. 4) kazı hızı tahmini için kullanılmış ve araziden elde edilen kazı hızı ile 0,25 korelasyon katsayılık bir yakınsaklık elde edilmiştir. Gerçekleşen ve tahmin edilen anlık kazı hızlarının karşılaştırması Şekil 3'de görülmektedir.



Şekil 3. Gerçek ve tahmin edilen (Gehring, 1989) anlık kazı hızı karşılaştırması

Thuro ve Plinninger (1999) tarafından geliştirilen ampirik model (Eş. 8) kazı hızı tahmini için kullanıldığında gerçek kazı hızı ile 0,18 korelasyon katsayıyla bir yakınsaklık elde edilmiştir. Gerçekleşen ve tahmin edilen anlık kazı hızlarının karşılaştırması Şekil 4'te görülmektedir.



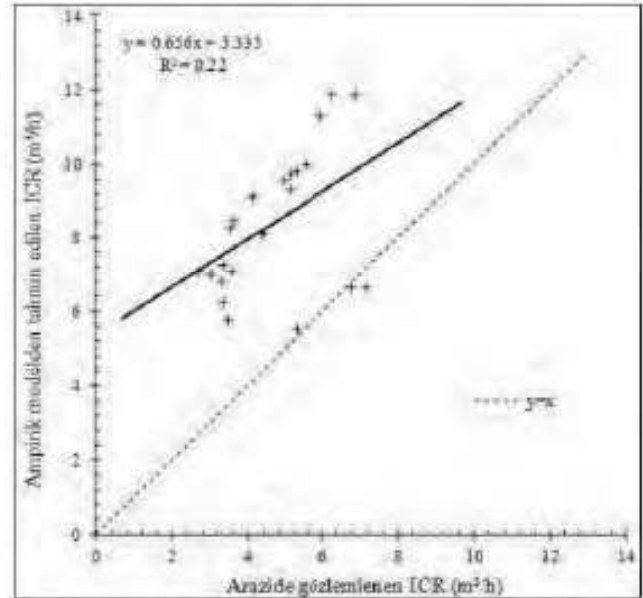
Şekil 4. Gerçek ve tahmin edilen (Thuro ve Plinninger, 1999) anlık kazı hızı karşılaştırması

Üçüncü ve son karşılaştırma ise Balcı vd. (2004) tarafından geliştirilen ampirik model (Eş. 10) kullanılarak yapılmıştır. Bu modelden elde edilen anlık kazı hızları ile arazide gerçekleşen anlık kazı hızları arasında 0,22 korelasyon katsayısına sahip bir ilişki bulunmuştur. Gerçekleşen ve tahmin edilen anlık kazı hızlarının karşılaştırması Şekil 5'de görülmektedir.

Şekil 3-5'ten de anlaşılacağı üzere ampirik modellerden yapılan tahminler gerçekleşen kazı performanslarından daha yüksek değerler vermektedir ve korelasyon katsayıları ise oldukça düşüktür.

Bu çalışmanın ikinci aşamasında, yapay sinir ağları kullanılarak kollu tünel açma makinelerin anlık kazı hızları tahmin edilmiştir. Program girdileri ve çıktıları arasındaki ilişkilerin kurulabilmesi için MATLAB'da "Neural Network Fitting Tool" kullanılmıştır. Kollu tünel açma makinesinin kesici kafa gücü sabit olduğundan ötürü,

program girdisi olarak kayaçların basınç dayanımı ve kaya kalite indeks değerleri kullanılmıştır. Program çıktısı olarak ise anlık kazı hızı (ICR) kullanılmıştır. Yapay sinir ağı bir ara katmandan oluşmaktadır. Yapay sinir ağı, gizli olan katmanda çok sayıda nöron kullanılarak test edilmiştir. Her bir simülasyonda, verilerin 18'i eğitim, 4'ü doğrulama ve 2'si ise test amaçlı kullanılmıştır. Yapay sinir ağlarının eğitimi için Levenberg-Marquardt geri besleme algoritması kullanılmıştır. Her bir simülasyon için kullanılan eğitim, doğrulama ve test verilerin karesel hataları hesaplanmıştır. Çizelge 2'de toplam karesel hatalar ile her bir eğitim için doğruluk katsayıları performans indeksi olarak verilmiştir.



Şekil 5. Gerçek ve tahmin edilen (Balcı vd., 2004) anlık kazı hızı karşılaştırması

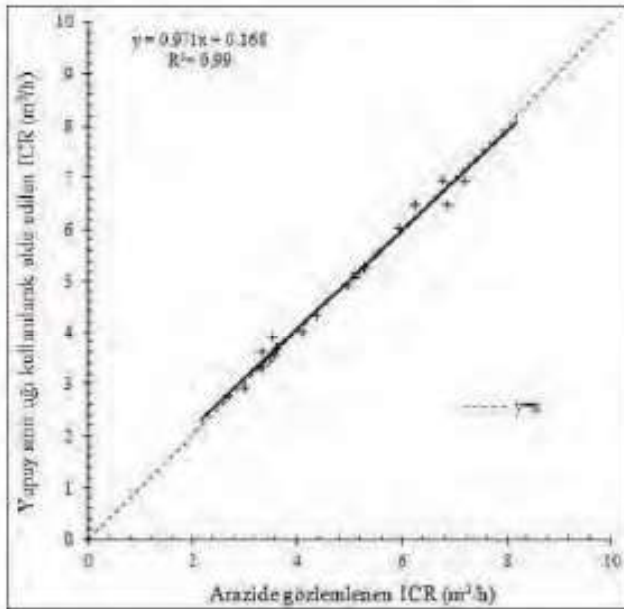
Çizelge 2'den görüldüğü üzere; gizli katmanda artan nöron sayısı ile yapay sinir ağının performansını artırmaktadır. Şekil 6'da yapay sinir ağı kullanılarak elde edilen anlık kazı hızı tahminleri ile kollu tünel açma makinesinin gerçek anlık kazı hızları verilmiştir. Bu iki karşılaştırma arasında 0,99'lük bir korelasyon katsayısı bulunmuştur.

Bu çalışma, yapay sinir ağlarının kollu tünel açma makinelerin performans tahmininde yüksek doğruluk katsayıları ile kullanılabileceğini göstermektedir.

Çizelge 2. Performans indeksi

HL nöron	MSE eğitim	MSE doğrulama	MSE test	MSE toplam	Korelasyon
1	0,318	0,608	0,034	0,343	0,898
2	0,137	0,466	0,161	0,194	0,942
3	0,148	0,078	0,089	0,131	0,960
4	0,076	0,117	0,470	0,115	0,969
5	0,056	0,167	0,115	0,080	0,976
6	0,053	0,096	0,040	0,059	0,982
7	0,042	0,086	0,122	0,056	0,984
8	0,017	0,138	0,155	0,048	0,987
9	0,020	0,043	0,098	0,031	0,992
10	0,018	0,040	0,047	0,024	0,993

HL: gizli katman; MSE: ortalama karesel hata



Şekil 6. Gerçek ve yapay sinir ağı kullanılarak elde edilen anlık kazı hızı karşılaştırması

6 SONUÇLAR

Bu çalışmanın amacı; kollu tünel açma makinelerinin performans tahmininde yapay sinir ağlarının etkin olarak nasıl kullanılabileceğini göstermektir. Elde edilen sonuçlar şu şekilde özetlenebilir:

- Kollu tünel açma makinelerinin anlık kazı hızı tahmini için yapay sinir ağı kullanılmıştır. Yapay sinir ağının tasarımında RQD ve UCS değerleri model girdileri olarak tanıtılmıştır.

Veriler eğitim, doğrulama ve test olmak üzere üç farklı gruba ayrılmıştır.

- Gizli katmanda 1 nörondan 10 nörona kadar eğitim yaptırılmıştır. 1 gizli katmanın kullanılmasının performans tahmini için yeterli olduğu belirlenmiştir. Nöron sayısının ise 10' a kadar yükseltildiğinde korelasyonun arttığı ve bu nöron sayının yeterli olduğu kanaatine varılmıştır.

- Üç farklı ampirik model kullanılarak kollu tünel açma makinesinin net kazı hızı tahmini yapılmıştır. Ampirik modellerin performans tahmini için güvenilir sonuçlar vermediği gözlemlenmiştir. Yapay sinir ağı kullanılarak yapılan performans tahmininin ise arazideki makine performansına %99'luk bir korelasyonla yaklaştığı gösterilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın yapılması ve kullanılan verilerin toplanması için desteğini esirgemeyen Prof.Dr. Nuh Bilgin'e teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Balci, C., Demircin, M.A., Copur, H., Tuncdemir, H., 2004. Estimation of optimum specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance. *J S Afr Inst Min Metall* 104(11):633-642.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Shahriar, K., 1988. Roadheader performance in Istanbul, Golden Horn clean-up contributes valuable data. *Tunn Tunn* 6:41-44.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Erdinc, E., Shahriar, K., 1990. Roadheaders gained valuable tips for Istanbul Metro. *Tunn Tunn* 10:29-32.
- Bilgin, N., Yazıcı, S., Eskikaya, S., 1996. A model to predict the performance of roadheaders and impact hammers in tunnel drivages. In: *Proceedings of European Rock Mechanics Symposium (EUROCK 1996)*, Turin, Italy, September 1996, pp 715-720.
- Bilgin, N., Kuzu, C., Eskikaya, S., 1997. Cutting performance of rock hammers and roadheaders in Istanbul Metro drivages. *Proceedings of World Tunnel Congress (WTC 1997)*, Vienna, Austria, April 1997, pp 455-460.
- Bilgin, N., Dincer, T., Copur, H., Erdogan, M., 2004. Some geological and geotechnical factors affecting the performance of a roadheader in an inclined tunnel. *Tunn Undergr Sp Tech* 19(6):629-636.

- Bilgin, N., Feridunoglu, C., Tumac, D., Copur, H., Balci, C., Tuncdemir, H., 2006. Neural network analysis for estimating rock cuttability from rock properties. *Proceedings of the 41st U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, Colorado, USA, June 2006, pp 1165-1173.
- Ceryan, N., Okkan, U., Kesimal, A., 2012. Application of generalized regression neural networks in predicting the unconfined compressive strength of carbonate rocks. *Rock Mech Rock Eng* 45(6):1055-1072.
- Copur, H., Rostami, J., Ozdemir, L., Bilgin, N., 1997. Studies on performance prediction of roadheaders. *Proceedings of the 4th International Symposium on Mine Mechanization and Automation*, Brisbane, Queensland, Australia, July 1997, pp 4A1-4A7.
- Copur, H., Ozdemir, L., Rostami, J., 1998. Roadheader applications in mining and tunneling. *Mining Engineering* 50(3):38-42.
- Copur, H., Tuncdemir, H., Bilgin, N., Dincer, T., 2001. Specific energy as a criterion for the use of rapid excavation systems in Turkish mines. *IMM Trans A Mining Tech* 110(A):149-157.
- Dehghan, S., Sattari, G., Chehreh, S., Aliabadi, M., 2010. Prediction of uniaxial compressive strength and modulus of elasticity for travertine samples using regression and artificial neural networks. *Mining Sci and Tech (China)* 20(1):41-46.
- Enayatollahi, L., Bazzazi, AA., Asadil, A., 2013. Comparison between neural networks and multiple regression analysis to predict rock fragmentation in open-pit mines. *Rock Mech Rock Eng*. doi:10.1007/s00603-013-0415-6.
- Gehring, KH., 1989. A cutting comparison. *Tunn Tunn* (November): 27-30.
- Graupe, D., 1997. Principles of artificial neural networks. *World Scientific*, Singapore.
- Kahraman, S., Altun, H., Tezekici, B.S., Fener, M., 2006. Sawability prediction of carbonate rocks from shear strength parameters using artificial neural networks. *Int J Rock Mech Min Sci* 43(1):157-164.
- Khandelwal, M., Roy, M.P., Singh, P.K., 2004. Application of artificial neural network in mining industry. *Ind Min Eng J* 43:19-23.
- Manouchehran, A., Sharifzadeh, M., Moghadam, R.H., 2012. Application of artificial neural networks and multivariate statistics to estimate UCS using textural characteristics. *Int J Min Sci Tech* 22(2):229-236.
- Ocak, I., Seker, S.E., 2012. Estimation of elastic modulus of intact rocks by artificial neural network. *Rock Mech Rock Eng* 45:1047-1054.
- Ostem, E., 2006. *Yapay Sinir Ağları*. Papatya Press, Istanbul.
- Rostami, J., Ozdemir, L., Neil, D.M., 1994. Performance prediction: a key issue in mechanical hard rock mining. *Mining Engineering* 46(11):1264-1267.
- Singh, V.K., Singh, D., Singh, P.K., 2001. Prediction of strength properties of some schistose rocks from petrographic properties using artificial neural networks. *Int J Rock Mech Min Sci* 38(2):269-284.
- Thuro, K., Plinninger, R.J., 1999. Predicting roadheader advance rates. *Tunn Tunn* 6:36-39.
- Tiryaki, B., 2009. Estimating rock cuttability using regression trees and artificial neural networks. *Rock Mech Rock Eng* 42(6):939-946.
- Tumac, D., 2004. *The Investigation into Roadheader Performance Prediction in Küçüksu Sewage Tunnel*, Msc Thesis, p. 92.
- Tumac, D., Bilgin, N., Feridunoglu, C., Ergin, H., 2007. Estimation of rock cuttability from Shore hardness and compressive strength properties. *Rock Mech Rock Eng* 40(5):477-490.
- Yılmaz, I., Yuksek, A.G., 2008. An example of artificial neural network application for indirect estimation of rock parameters. *Rock Mech Rock Eng* 41(5):781-795.

The project TEO “Tunnel Emisor Oriente” in Mexico City

E. Dal Negro, A. Altuna, S. Acarkan

MAPEI, Underground Technology Team International, Milan, Italy

ABSTRACT The paper gives firstly a general presentation about the project TEO, currently under excavation in Mexico City. Secondly, the tunnel Section included between the Shafts 5 and 6 is approached more in details. In particular, the TBM excavating such a section includes the extraction of the muck with the use of a solid matter pump. The pump works properly and with acceptable pressures only when high amounts of water are added to the muck. In order to avoid so high consumptions of water (that lead to several problems from economic and social points of view), a solution was found with the injection of a high-lubricating polymer, diluted in water at very low concentration before its use.

1 INTRODUCTION

The project TEO (Tunnel Emisor Oriente) is currently one of the greatest projects worldwide. The TEO is under construction in Mexico City and deals with the construction of a new underground hydraulic channel (7.00 meter diameter with sheathing), which will be used to collect the wastewaters in the Mexican megalopolis and to bring them to a treatment plant located out of the town.

Once completed, this tunnel will play an important role in order to solve some of the worst problems of Mexico City: manage of wastewaters, risks of flooding (that periodically hit the town) and soil subsidence. The safety and quality of life of people living in Mexico City and its suburbs (more than 20 millions) will therefore be significantly improved.

CONAGUA (Comision Nacional del Agua, the Mexican Commission responsible for the water management) assigned the construction of the project TEO to the Joint Venture COMISSA, consisting of the Mexican contractors: ICA, Carso, Cotrisa, Lombardo and Estrella.

The whole project is divided in several contracts:

- Section 1: originally it was between the Shaft 0, located in the north-east of Mexico City, and the Shaft 5, for a total of approx. 10 km. An inundation hit the working shaft and damaged the TBM seriously, thus stopping it for a rather long period. For this reason, another TBM was launched from the Shaft 5 in order to accelerate the completion of this first Section. It is currently excavating towards the Shaft named 3A.
- Section 2: from the Shaft 5 to the Shaft 10, for a total of 11.5 km.
- Section 3: from the Shaft 10 to the Shaft 13.
- Section 4: from the Shaft 17 to the Shaft 13.
- Section 5: from the Shaft 20 to the Shaft 17.
- Section 6: from the Exit Portal to the Shaft 20.

The Joint Venture COMISSA is excavating the 62km long tunnel with a total of 6 TBM, 3 manufactured by the German Herrenknecht and 3 by American Robbins.

The geology found by the 6 TBM during the 62 km of tunnel is very heterogeneous, as easily predictable for such a long tunnel. For this reason, the TBM have a flexible configuration of the cutter head that allows to change the excavation tools according to the geological variations of the ground.

The soil conditions include: mainly clay and silts (especially in the first sections), limestone and sandstones, intercalated with basaltic rocks.

Underground water is normally not a significant problem relating to the control of EPB pressures. Up to now, only in the Section 6 very high pressures of water were found due to the high overburdens, up to 6.5-7.0 bars, thus representing an important problem for the TBM advance and the tunnel waterproofing. A TBM could advance extremely slowly for several weeks because of such water pressures. Finally the injection of a super-absorbing polymer was able to solve the problem and to allow the control of the EPB pressures and the extraction of muck through the screw conveyor.

2 SECTION 1, SHAFT 5 – SHAFT 6

The Shaft 5 is located in the suburbs of Mexico City and from this position two TBM were assembled and driven by the Mexican Contractor ICA:

- A Herrenknecht EPB, excavating from the Shaft 5 to the Shaft 6
- A Robbins EPB, excavating from the Shaft 5 to the Shaft 3A

In particular, the 1.4km-long section between Shafts 5 and 6 will be considered in the following part of the paper.

Several soil cores were extracted before the TBM launch. Their analysis allowed to draw the geological profile below, that can be summarized as following;

- The first part of the tunnel is mainly includes a high percentage of fine material, in particular clay with intercalation of silt and fine sand
- In the second part the geology switches to a higher percentage of fine and medium-coarse sand.

2.1 Ground Conditioning

As already known, the conditioning of the soil to be excavated with EPB represents one of the most important aspects in order to achieve successful TBM productions.

Therefore the proper choice of the products (foaming agents and/or polymers) and their parameters has to be carefully analyzed by the Contractor.

The important steps to be considered for getting good results regarding the soil conditioning are:

- Prior to the TBM launch:
 - to accumulate information about the tunnel geology: geological profile, geotechnical characterization, other tunnels excavated nearby, etc.
 - to collect a representative sample of soil and to carry out tests in the laboratory.
- During the TBM advance:
 - to optimize the whole ground conditioning system according to the local situation: TBM size, distribution of the injection lines, variations of the geological conditions, etc.

Regarding the tunnel section between Shafts 5 and 6, before the TBM launch some samples of soil were collected from the TEO project and sent to the MAPEI Laboratory located at the Technical University of Turin. Such a laboratory is fully dedicated to tests for ground conditioning.

The samples showed quite high characteristics of stickiness that can represent a problem during the TBM advance. For this reason it is necessary to add a rather high amount of liquid foam.

The tests proved that a foaming agent in combination with a lubricating polymer (POLYFOAMER FP/CC) gives better results than the use of a foaming agent combined with a dispersing agent (sometimes defined as "anti-clay" agent). This because the lubricating polymer is able to "encapsulate" the clay particles and stop their water absorption. This effect is much more immediate than the dispersing effect given by the other type of polymer (Fig. 1).



Figure 1. Same sample of soil before and after the addition of foam

The use of such a foaming agent in the TBM confirmed its compatibility with the types of soil excavated.

The average parameters for ground conditioning were as follows in table 1.

Table 1. Average parameters for ground conditioning

Parameter /	Concentration	FER	FIR
Average Value	1.5 – 2.0%	2 – 3	40-50%

The aspects considered by the Contractor to check the suitability of ground conditioning were:

1. Acceptable value of the cutter head torque (generally less than 70% of the alarm value depending on the cutter head rotation speed)
2. Acceptable value of the screw conveyor torque
3. Advance speed (the average values has been between 30 and 35 mm/min)
4. Absence of big lumps of clay or other materials dry and not conditioned

2.2 The Solid Matter Pump

The TBM are configured with a particular design that allows the extraction of the excavated soil in two ways:

- With a belt conveyor discharging in a train wagon
- With a solid matter pump

The two systems are exchangeable, thus making the TBM more flexible depending on the punctual geological conditions, but the pump is the system generally used by the Contractor to extract the soil from the tunnel.

The ground conditioning parameters found with the laboratory tests had to be controlled

and optimized during the TBM advance. In particular, the extraction of muck made with the solid matter pump influenced significantly the ground conditioning system and represents a factor which could not be simulated with the traditional laboratory tests (Fig. 2).



Figure 2. Schwing pumps TAP-140 used in the Herrenknecht TBM

The solid matter pump is placed immediately after the screw conveyor and is especially designed for pumping cohesive soil with a high water content. It is therefore needed to add a significant amount of liquid in the soil in order to facilitate its pumping operations until the tunnel exit. In several rings, the amount of water added was almost 100% of the volume of soil excavated.

This important addition of pure water leads to two problems:

- The excavated soil stocked at site has to be transported away by trucks. The number of trucks needed increase significantly if so many liters of water are injected per advance, thus making the total costs for the Contractor higher.
- In the area of Mexico City, water is a precious resource and cannot be constantly used in so huge amounts for tunnel constructions.

For these reasons, it was necessary to find another way how to facilitate the soil pumping.

The solution found is to combine the use of a foaming agent with the injection of the lubricating polymer MAPEDRILL M1. This polymer is diluted in water at very low concentration before use and then injected into the excavation chamber and at the end of the screw conveyor through a dedicated line.

Its use allows to lubricate the clay superficially: clay and silt are therefore

facilitated to “slide” onto the metallic pipes between the pump and the tunnel exit. In this way, the pumping pressures are reduced and at the same time it can be decreased the total amount of water added for pumping the soil.

The polymer MAPEDRILL M1 was used with continuity in approx. 450 rings during the drilling in clay. The average amount of polymer injected per ring was around 10 kg. The injection of fluid decreased significantly down to 5000 – 10000 liters per ring, that means in average half than before without the addition of the lubricating polymer.

The amount of polymer and fluid used per ring was varying according to:

- The geological variations
- The pumping distance

The soil was pumped from the TBM to the Shaft 5 for the first 450 rings that means 675 m. After this progressive, an exit for the pumping lines was created from the tunnel crown to the surface.

3 CONCLUSIONS

The TEO represents one of the most challenging underground projects in the world, with its more than 60 km length and the extremely varying geological conditions.

In particular, the section between the Shafts 5 and 6 was excavated with an EPB shield and used an innovative way to extract the soil out of the tunnel that means with a solid matter pump.

In order to allow the pumping of different types of soil for long distances (up to 675 m) and without achieving too high and dangerous pumping pressures, firstly huge amounts of water were injected per advance. This was creating problems in the muck removal from the job-site (several trucks had to be used, with consequent increases of costs and logistic problems) and in water supplying to the job-site.

A solution was found by creating a lubricating solution injected into the excavation chamber and the screw conveyor. Such a solution was generated by adding a polymer to the pure water, able to lubricate the clay particles superficially and to help their flow inside the pumping line. This

solution helped solve the two main problems that arise from the use of the solid matter pump that means to decrease significantly the amount of water needed per advance and to avoid too high pumping pressure.

The solid matter pump certainly represents a solution alternative to the more classic belt conveyor, useful for example where the lack of space in the TBM starting station or shaft avoids the installation of a belt conveyor. In such a case, the pump is able to ensure higher production than the use of muck removal cars and trains, because it is a faster and more constant system.

The use of a pump represents an important factor which has to be considered while evaluating the most suitable products and parameters for ground conditioning. Specific site tests need to be carried out in order to find the optimal solution.

As the TEO project in Mexico City proves, the choice of the right product helps significantly solve some of the problems which can be related to the use of such a technology for the muck removal.

Bir Atıksu Tünelinde TBM Kaynaklı Yeryüzü Titreşimlerinin Ölçümü ve Analizi

Measurement and Analysis of Surface Vibrations Induced by TBM on A Wastewater Tunnel

A. Sakcalı

Süleyman Demirel Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta

Ü. Özer, A. Karadoğan

İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İstanbul

M. Akgül, Z. Güçlücan, S. Meriç

NTF İnşaat Ticaret Ltd. Şti.

T. Mungan

Yertaş İnş. Turz. Maden Ltd. Şti.

ÖZET Dünyada genel nüfus artışına paralel olarak şehirleşme hızla artmakta, bunun sonucunda da kentlerde ulaşım problemleri ortaya çıkmaktadır. Yeraltı yapılarının artmasıyla ulaşımın hızlanacağı aşikardır. Büyük nüfuslu şehir merkezlerinde yeraltı yapılarının yapımı patlatmalı kazı yanında mekanize kazı sistemlerini de teknik ve ekonomik yönden önemli konuma getirmiştir. Minimum düzeyde olsa bile, patlatmalı kazıda olduğu gibi mekanize kazının da çevreye vereceği etki söz konusudur.

Bu çalışmada, tam cephe tünel açma makinesi ile yapılan bir tünel kazısının yeryüzünde oluşturduğu titreşim etkileri incelenmiştir. Patlatma kaynaklı titreşim ölçümü için de kullanılan uygun bir titreşim ölçüm cihazı kullanılmış ve enine, boyuna ve düşey bileşenler olmak üzere üç bileşenli kayıtlar değerlendirilmiştir. Yatay mesafeye bağlı olarak yüzeydeki maksimum parçacık hızı ile kesici kafa torku arasındaki ilişki incelenmiştir.

ABSTRACT Urbanization in the world have been increasing rapidly in parallel with the increasing general population and as a result of this, transport problems in urban arise. Transportation will accelerate with the increasing of underground structures. The construction of underground structures in overpopulated city center using mechanized excavation system besides blasting excavation brought importance position technically and economically. Even though a minimum level, there is the environmental impact of mechanized excavation like the blasting excavation.

In this study, the impact on the earth of a tunnel excavation made with a full face tunnel boring machine (TBM) was examined. A suitable vibration measurement device used for measuring the vibration from blasting was used and the three-component recordings including transverse, lengthwise, and vertical component were evaluated. The relation between maximum particle velocity on the surface and cutter head torque depending on the horizontal distance was examined.

1 TAM CEPHE TÜNEL AÇMA MAKİNESİ (TBM)

Madencilik ve inşaat sektörünün teknolojik gelişimiyle birlikte yer altı yapılarına verilen

önem gün geçtikçe artmaktadır. Yerleşim merkezlerinde açılan tünellerin aç-kapa gibi maliyetin az fakat çevresel etkinin fazla olduğu yöntemler kullanılarak değil de ilk

yatırım maliyeti yüksek fakat çevresel etkinin az olduğu yöntemlerle yapılmasının gerekliliği açıktır. İlk yatırım maliyeti yüksek olmasına rağmen tam cephe tünel açma makineleri (TBM) tasman gibi istenmeyen yeraltı hareketlerinin önlenmesi, daha sessiz, titreşimsiz ve hızlı çalışması nedeniyle tercih edilen kazı makineleri haline gelmiştir. 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. Bu nedenle, açılacak yeraltı boşluğu boyunca geçilecek formasyonların tespit edilmesi, kullanılacak makinenin seçiminde önemli bir etmendir (Çınar ve Feridunoğlu, 2002).

Tünel açma makineleri açılacak olan zeminin özelliklerine (kayaç özelliklerine veya zeminin su içeriğine), kazı performansı gibi değişik parametrelere göre aşağıdaki gibi sınıflandırılır.

- Kollu Galeri Açma Makineleri (Roadheader)
- Zırhlı Kollu Galeri Açma Makineleri (Roadheader Shield)
- Zırhsız Kollu Galeri Açma Makineleri (Roadheader Open)
- Tam Cephe Tünel Açma Makineleri (Full Face)
- Tam Cephe Tek Zırhlı (Full Face Single Shield)
- Tam Cephe Çift Zırhlı (Full Face Double Shield)
- Sıvı İçerikle Çalışan Tünel Açma Makineleri (Slurry Shield)
- Yeryüzü Basıncını Dengeleyerek Kazı Yapan Tünel Açma Makineleri (Earth Pressur Balance EPB)
- Boru İtme Sistemiyle Çalışan Tünel Açma Makineleri (Pipe Jacking) (Muarat, 2004).

Tam cephe tünel açma makineleri (TBM) teknolojik gelişmeler paralelinde her türlü zemin ve kaya şartlarında kazının yapılabileceği duruma gelmiştir. Tam cephe tünel açma makineleri aynayı kesikleri ile tamamen kavrayarak kazı yapar. Kesici kafa aynaya doğru itilir ve bu itilme sırasında kafanın dönmesi kazı olayını gerçekleştirir.

Aynadan kazılan malzeme kesici kafa üzerinde bulunan kanatçıklarla kesici kafa arkasındaki bölüme aktarılır. Burada bulunan konveyör vasıtasıyla çıkan pasanın nakliyatı yapılır. Aynanın kesici kafa tarafından tamamen kapatılması aynaya geçilmesini engellediği için kesikilerin değiştirilmesi zordur. Bu gibi durumlarda tünel açma makinesinin paralelinde kesici kafanın önüne doğru galeri açılarak kesikler kontrol edebilir (Çınar ve Feridunoğlu, 2002).

2 TİTREŞİM OLUŞUMU VE ÖLÇÜMÜ

Kayacın içinde ilerleyen mekanize kazı makinelerinin ve patlatmalı kazının yarattığı sismik dalgalar; kaya ortamında bir noktadan bir noktaya ulaşan enerji transferini temsil etmektedir. İlk başta ortama yeni giren enerji, ortamdaki denge konumunu bozarak yer değiştirmeye neden olmaktadır. Eğer, ortam yeni gelen enerjiye elastik özellik göstermezse, enerji sönümlemekte ve sadece titreşimi azalmış dalgalar yansımaktadır. Elastik özellik gösterdiğinde ise bozulan ortamın sonucu olarak komşu ortamlar denge konumundan ayrılarak yay-ağırlık mekanizmasına benzer bir şekilde salınım meydana getirmektedir. Böylece bozulan ortamın her elementi, salınımın özelliklerini diğer elementlere de geçirerek ortamda dalga hareketi oluşturmaktadır (Kahrıman, 2007).

Ölçümler Şekil 1'de gösterilen titreşim ölçüm cihazıyla alınmıştır. Titreşim ölçüm cihazının çalışma prensibi, birbirine dik yerleştirilmiş 3 adet jeofonun x, y ve z eksenlerindeki maksimum parçacık hızlarını ve bunların frekanslarını ölçmeye dayalıdır. Bu cihazda maksimum parçacık hızı (PPV) için mm/sn, frekans için (Hz) birimleri kullanılmaktadır (Kahrıman, 2007).

Ölçüm aletinin veri alma genliği 2 saniye ve minimum PPV sınırı 0,04 mm/sn olarak ayarlanmıştır. TBM'in geçtiği koordinatların yüzeydeki en yakın koordinatlarda, TBM kazı durumundayken titreşim verileri alınmaya başlar. Veriler Blastware tabanlı bilgisayar paket programına aktarılır.



Şekil 1. Titreşim Ölçüm Cihazı (InstanTel Minimate Plus)

TBM'in çalıştığı koordinatlara bağlı olarak yüzeyde titreşim ölçüm cihazı kurulmuş ve TBM'in yüzeyde oluşturduğu titreşimler ölçülmüştür. Cihaz tarafından enine, boyuna ve düşey parçacık hızları ile enine, boyuna ve düşey frekans değerleri kayıt altına alınmıştır. Parçacık hızı değerlerinin en büyüğü maksimum parçacık hızı (PPV) olarak kullanılmıştır (Özer vd, 2011).

3 PROJENİN TANITIMI

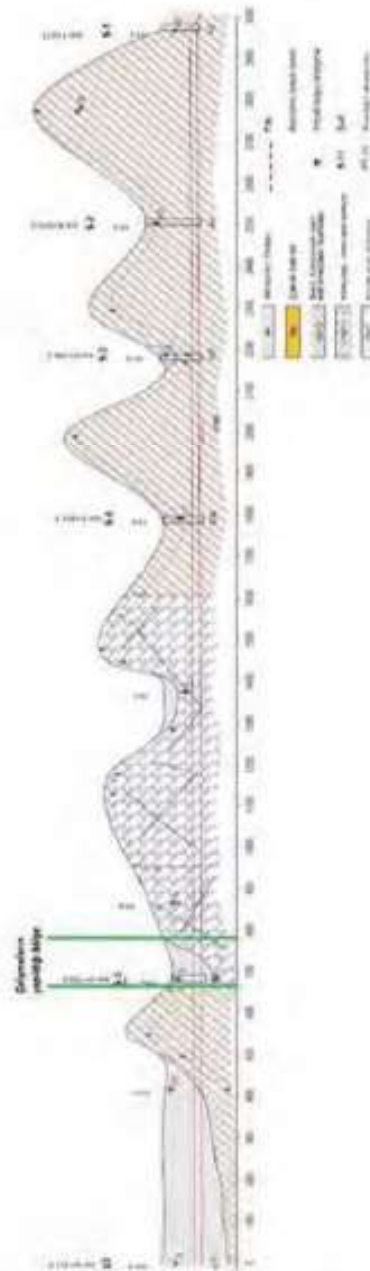
İSKİ Genel Müdürlüğü tarafından 13 Eylül 2005 tarihinde ihalesi yapılan ve Kavacık-Paşabahçe Beykoz arasında açılan atık su tüneli Küçüksu Çevre Koruma Projesinin bir parçasıdır. Amaç; Ümraniye, Üsküdar, Beykoz , Çekmeköy ve Sarıgazi Bölgelerine ait atık suların Küçüksu ve Göksu derelerine ve dolayısıyla İstanbul Boğazı'na karışmasını önlemek, kolektörlerle toplanan atık suları arıtma tesisinde çevreye zarar vermeyecek düzeyde arıttıktan sonra deşarj etmektir.

3.1 Bölgenin Jeolojik Yapısı

İstanbul Boğazı kuzeyinde Beykoz kıyılarında yer alan güzergahta Paleozoik yaşlı Dolayoba ve Kartal Formasyonları ve vadilerde Alüvyon/dolgu oluşumları yer almaktadır. Güzergah boyunca gözlenen stratigrafi ve litolojiler basitleştirilerek Tablo 1'de sunulmuştur (Güçlücan vd, 2007). Ölçümlerin alındığı bölge tünel hattının jeolojik kesiti üzerinde (Şek. 2) gösterilmiştir.

Tablo 1. Proje Alanının Stratigrafisi (Güçlücan vd, 2007)

Yaş	Formasyon	Kısmet	Litoloji
KUVATERNER	Alüvyonlar (Zemin)	A1	Özellikle ana ile ben, kumlu, çakıllı yer yer kırılgan kıl. Düşük kılitede dolmuş yer de
Açıklamasızlık			
NEOJEN	Balgıçlı Fm (Zemin)	N1	İzlenimsiz kumlarla örtülüdür. kumlu kumsaklı-siltli kıl
Açıklamasızlık			
DEVONİYEN	Kartal Fm (Kayı)	d5-1	Totülk. az kıy. az kırılgan seyl. çamurlu siltli ve kumlu kırılgan ana tabakalar. Yat. seviyelerde kırılgan çamurlu
BİRDÜYEN	Dolayoba Fm (Kayı)	8d1	Güçlük. masivite pü. yer yer fosilli kırılgan. Yerel kırık yapılar gözlenir
ORDOVİZYEN	Gökdag Fm (Kayı)	Öd1	Güç. yapı. akıcı seyl. yer yer. falişpatik, mikik, kırıkta (Gökdag) çamurlu masivite



Şekil 2. Tünelin jeolojik güzergâhı ve ölçümlerin alındığı bölge

3.2 Kullanılan Tünel Açma Makinesinin (TBM) Teknik Özellikleri

Zemin değişken olduğu için, tünel kazısında istenildiği zaman EPB'de çalışabilecek TBM tercih edilmiştir. Tek kalkanlı olarak dizayn edilen makine, EPB metodunda da çalışmaya uygun tasarlanmıştır. Kesici kafada hem disk keski hem de üzerlerinde kama tipi keski olan sıyrıcılar bulunmaktadır. TBM'in teknik özellikleri Tablo 2'de, TBM'in bir görüntüsü ise Şekil 3'de, gösterilmiştir (Güçlücan vd, 2007).

Tablo 2: TBM'in Teknik Özellikleri (Güçlücan vd, 2007)

Kesici Kafa	
Kazı Çapı	3175 mm
Tip	CCS Disk Keski
Disk Keski Çapı	356 mm
Keski Sayısı	23
Nominal Keski Yüğü	15 ton
Kazı Adımı	
İtme Silindiri Stroku	1670 mm
Kafa İtme Sistemi	
Tip	Hidrolik
Hız	0-8.5 rpm
Toplam Güç	400 kW
Tork	Devamlı 254 kNm 8.5 rpm En Yüksek 527 kNm 4.3 rpm
Bant Konveyör	
Bant Genişliği	610 mm
Toplam Bant Uzunluğu	35 m
Kalite Sınıfı	Birinci Sınıf
Bant Hızı	2 m/s
Beklenen İlerleme	
Saatlik İlerleme	2.1-2.9 m/h



Şekil 3. Beykoz-Kavacık Paşabahçe Tünelinde Çalışan TBM (Güçlücan vd, 2007)

4 DEĞERLENDİRMELER

TBM veri kartına (data card) birer dk. ara ile kesici kafa dönüş hızı, konveyör dönüş hızı, kesici kafa basınçları, itme basınçları, yönlendirme piston basınçları, motorların kullandığı elektrik, sensörler vasıtasıyla kaydedilir. Kaydedilen bu verilerdeki kesici kafanın basınç değerlerinden faydalanılarak Güçlücan vd (2007) tarafından önerilen Eşitlik-1 ile kesici kafanın kayıt anındaki torkları hesaplanmıştır.

$$T = [P * 63.7 \text{ Nm/Bar} * 4 \text{ motor} * 133 \text{ t/15 t}] / 1000 \quad (1)$$

T : Kesici kafa torku (kNm)

P : Kesici kafa basıncı (bar)

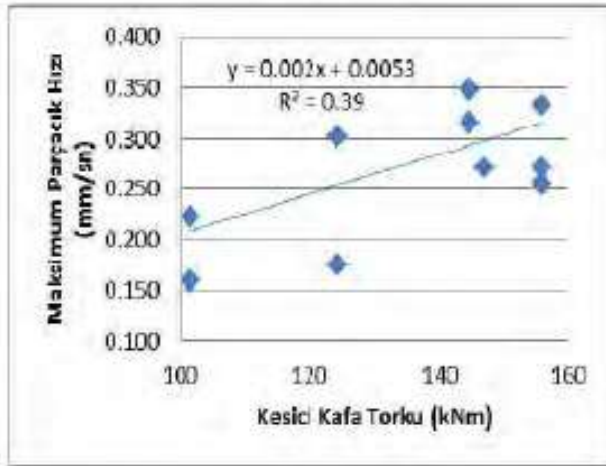
63.7 Nm/Bar : Her bir motor için teorik tork çıkış verisi

133t/15t : Dişlilerden kesici kafaya aktarım oranı

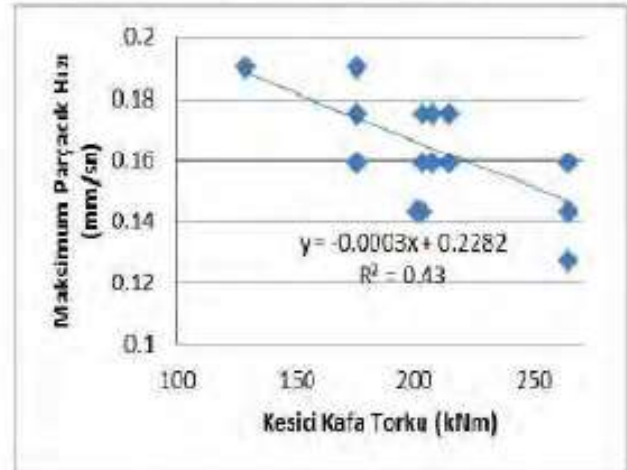
Kazı sonrası çıkan pasadan alınan killi kireçtaşı numunelerinde ISRM (1985) standardındaki şekilsiz numuneler için değerlendirme kullanılarak nokta yük deneyi yapılmıştır. Kazılan formasyonun kayaçların nokta yük dayanımına göre (Bieniawski, 1975) orta dirençli olduğu belirlenmiştir.

TBM kazısı sırasında 785 adet titreşim ölçüm verisi alınmış, alınan parçacık hızı değerleri TBM'in hafıza kartındaki (Data Card) veriler 1 dakika arayla anlık olarak alındığı için o dakikaya denk gelen yaklaşık zaman olarak örtüştürülmüş ve maksimum parçacık hızı ile kesici kafa torku arasındaki ilişki incelenmiştir.

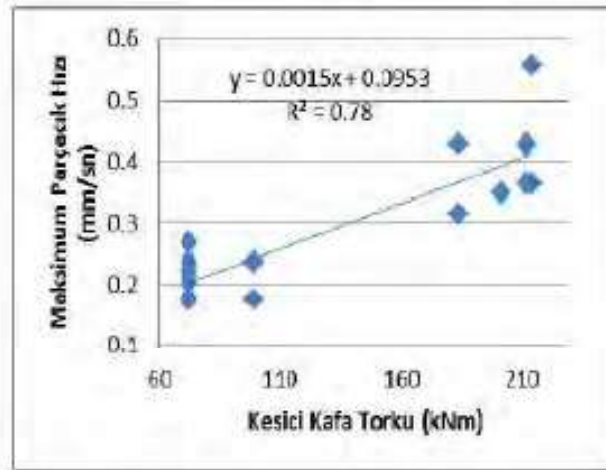
Tüm verilerle yapılan incelemelerde; maksimum parçacık hızı ile kesici kafa torku arasında anlamlı sonuçlar elde edilememiştir. Bu nedenle, TBM çalışma noktasından belirli uzaklıklar baz alınarak yatay mesafeye bağlı olarak değerlendirmeler yapılmıştır. Yatay mesafelere bağlı olarak maksimum parçacık hızı, kesici kafa torku arasındaki ilişkiler Şekil 4-8 arasında gösterilmiştir (Mungan ve Sakcalı, 2010).



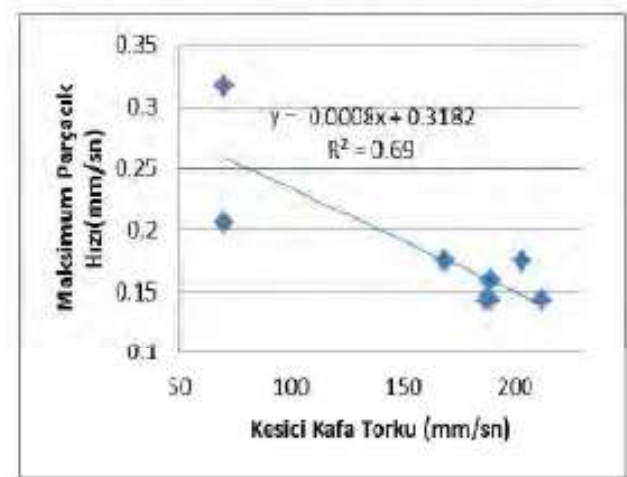
Şekil 4: Maksimum parçacık hızı –kesici kafa torku ilişkisi (ortalama yatay mesafe : 4.05 m)



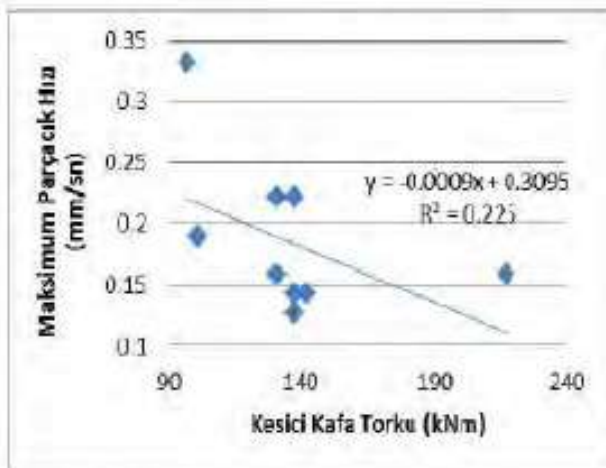
Şekil 7: Maksimum parçacık hızı –kesici kafa torku ilişkisi (ortalama yatay mesafe : 2.1 m)



Şekil 5: Maksimum parçacık hızı –kesici kafa torku ilişkisi (ortalama yatay mesafe : 3.7 m)



Şekil 8: Maksimum parçacık hızı –kesici kafa torku ilişkisi (ortalama yatay mesafe : 1.4 m)



Şekil 6: Maksimum parçacık hızı –kesici kafa torku ilişkisi (ortalama yatay mesafe : 3.1 m)

5 SONUÇLAR

TBM ile ölçüm cihazı arasındaki mesafenin yüksek olduğu yerlerde ölçüm alınamamış, bu mesafenin 15 m'nin altına düştüğü noktalarda ölçümler alınmıştır. Yani; yüksek düşey uzaklıklı mesafelerde TBM'in yeryüzüne etkisi yok denecek kadar azdır.

TBM'in yeryüzüne olan titreşiminin etkisi incelenmiştir. Tüm ölçümler birlikte kullanılarak yapılan analizlerde bir ilişki bulunamamış ve bu ölçümler yatay mesafelere bağlı olarak sınıflandırılarak değerlendirilmiştir.

Yeryüzüne çok yakın mesafelerde TBM'in kesici kafa basıncı (buna bağlı olarak torku) ile maksimum parçacık hızı arasında ters orantılı bir ilişki vardır. Yani; yakın

mesafelerde TBM'in yeryüzüne olan etkisini azaltmak için TBM kesici kafasının torkunu artırmak gerekecektir. Uzak mesafelerde ise TBM kesici kafasının torku ile maksimum parçacık hızı doğru orantılı olarak değiştiğinden yeryüzü etkisinin azaltılması için TBM torkunun azaltılması gerekmektedir.

Ölçüm alınan formasyon killi kireç taşı-kumtaşı olmasına rağmen zemin içerisinde bölgesel kalite değişimi, torkun ve titreşimlerin farklı değerlerde ölçülmesine sebep olmuştur. Değerlendirmede elde edilen korelasyon katsayısının bu nedenle düşük olduğu tahmin edilmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Bu çalışmanın yapılmasında verdiği katkılardan dolayı İdris GÜNEY, Emre ÖZ ve NTF yetkililerine teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

- Bieniawski, Z T., 1975. The point-load test in geotechnical practice, *Engineering Geology*, 9, 1, s 1-11.
- Çınar, M., Feridunoğlu, O C., 2002. Tünel Açma Makineleri, *Ulaşımında Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu Bildiriler Kitabı* (Genişletilmiş 2. Baskı), s. 343-367, İstanbul.
- Güçlücan, Z., Meriç, S., Gürsoy, C., Algan, M., Bilgin, N., Balcı, C., Tumaç, D., 2007. Zor Zemin Şartlarında Beykoz- Kavacık Paşabahçe Atıksu Tünellerinde TBM Uygulaması, *Ulaşımında Yeraltı Kazıları 2. Sempozyumu Bildiriler Kitabı*, s. 83-91, İstanbul.
- ISRM, 1985, Point load test, suggested method for determining point load strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech Abstr.* 22, s. 55-60.
- Kahriman, A., 2007. Patlatma Dersi Notları, İstanbul Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü.
- Muarat, H., 2004. *Yeni Avusturya Tünel Açma Metodunun Selatin ve Karşıyaka Tünellerine Uygulanması*, Kanyılmaz Yayın Evi, İzmir, 307 s.
- Mungan, T., Sakcalı, A., 2010. *Kavacık-Paşabahçe Beykoz Atık Su Tüneli TBM Performans Analizi ve Titreşim Ölçümleri*, Bitirme Ödevi.
- Özer, Ü., Karadoğan, A., Kalaycı, Ü., 2011. *Kavacık-Paşabahçe-Beykoz Atıksu Tüneli ve Bağlantıları İnşaatı Kazısında Patlatmadan Kaynaklanan Titreşim ve Hava Şoku Ölçümü ve Değerlendirmesi*, İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Döner Sermaye Projesi, İstanbul.

Rock Mass Classification Systems: Are They Applicable to Prediction of TBM Performance?

J. Khademi Hamidi

Tarbiat Modares University, Tehran, Iran

H. Bejari

Sistan and Balouchestan University, Zahedan, Iran

ABSTRACT Rock mass classification systems are often used in many empirical design practices in rock engineering contrasting with their original intent and applications, as for instance in estimation of TBM performance in various tunneling projects. However, parameters in these classifications were related to support design; they were not selected to describe rock mass boreability. The results of many investigations in this issue showed a weak correlation exists between TBM rate of penetration and rock mass classifications. This limitation was overcome by tuning up the rock mass classifications in this study. The influence of rock mass properties on TBM performance was studied and a new empirical equation was developed for predicting TBM performance by using rock mass fabric index of RMR system. The results of the analysis in this study revealed that the existing rock mass classification systems with the present scheme have limited accuracy in TBM performance prediction.

1 INTRODUCTION

Since James Robbins developed his TBM in 1954, tunnel boring machines have become very versatile and used favorably in various ground conditions. Since that date, study and analysis of TBM performance have been ultimate goals of many researchers. A comprehensive review of the literature on the subject can be found in Khademi Hamidi et al., (2010) and Farrokh et al., (2012).

In brief, all the TBM performance prediction models can be divided into two distinguished approaches, namely, theoretical and empirical ones. In a group of empirical models, attempts were made to correlate TBM performance to rock mass classifications. Among the most commonly used classification systems, Rock Mass Rating (RMR) and Rock Mass Quality Index (Q) have been used more frequently in TBM performance prediction. There are, however, two questions regarding these systems when they are going to be used in TBM

performance prediction. Are these systems in their present scheme applicable to performance prediction? Which performance parameter is it supposed to cover: penetration rate or advance rate?

This paper is a typical example for application of the rock mass classification systems developed for rock mass characterization and tunnel design in TBM performance prediction.

2 APPLICATION OF ROCK MASS CLASSIFICATION SYSTEMS IN TBM PERFORMANCE PREDICTION

Rock mass classifications have been quite popular and mostly being used for preliminary design and planning purposes of mining and tunneling projects. According to Bieniawski (1989), a rock mass classification scheme is intended to classify the rock masses, provide a basis for estimating deformation and strength properties, supply quantitative data for support estimation, and present a platform

for communication between exploration, design and construction groups. Over the years, the application of early rock mass classifications have been extended for using in various purposes, for instance development of MRMR in mining and SMR in slope stability analysis from RMR system and development of Q_{TBM} and RME in TBM performance analysis from Q and RMR systems, respectively. However, extensive studies have been carried out for estimating the TBM performance based on rock mass classification systems without any modification in them.

Cassinelli et al., (1982) used correlation between Rock Structure Rating (RSR) system and actual TBM performance to evaluate TBM penetration rate. The RSR was originally developed for the determination of the appropriate steel rib tunnel wall support. Afterwards, Innaurato et al. (1991) modified Cassinelli's (1982), model by including the uniaxial compressive strength in the model. McFeat-Smith and Askilsrud (1993) and Grandori et al., (1995), provided a correlation between integrated mass system (IMS) and TBM utilization, penetration and advance rate in TBM driven tunnels in Hong Kong. Sundaram and Rafek (1998) studied the correlations between five TBM operational parameters and sixteen rock and rock mass parameters in hard granitic rock and found a satisfactory correlation between Q system and TBM field penetration index (FPI).

Sapigni et al., (2002) correlated TBM performance parameters including penetration rate (PR) and FPI to RMR classification system using over 700 data sets from three TBM driven tunnels in mostly hard metamorphic rocks. The study showed that TBM performance is maximum in fair rock mass condition ($RMR = 40-70$) while slower penetration is experienced in both too bad and too good rock masses. Ribacchi and Lembo-Fazio (2005) correlated TBM performance parameters including penetration and advance rate and specific penetration to two rock quality indexes, namely, joint spacing and RMRP (i.e. modified RMR system with fixed rating value of 15 for groundwater and eliminated correction factors

related to joint orientation). They concluded that, even simple quality indexes, such as the partial rating of joint spacing in the RMR classification, has sound predictive value for penetration rate. Hassanpour et al. (2010) developed empirical equations to estimate TBM field penetration index (FPI) through the most common rock mass classifications including RMR, Q and GSI system.

In all these rock mass classification based prediction models, the obtained results were nearly similar: rock mass quality in its both critical and extreme conditions, i.e. very poor and very good rock mass classes, does not facilitate the TBM performance including penetration and advance rate. Also, the correlation between rock mass classes and TBM penetration rate is rather poor. These can be seen in Figure 1, which shows the correlation of TBM net penetration rate or penetration per cutterhead revolution (PRev) with RMR and GSI systems on a database compiled from Zagros TBM driven tunnel. The database is described in detail in Khademi Hamidi et al., (2010). Also, relationship between TBM rate of penetration (ROP) and RMR on the database of Gilgel Gibe II tunnel is illustrated in Figure 2.

As it can be followed from Figures 1 and 2, the coefficients of determination (R^2) are rather low and are, subsequently, of limited practical use for the prediction of TBM penetration rate. Suitability of the existing rock mass classification systems for TBM performance prediction is illustrated by RMR system in the following section.

3 PARAMETERS INVOLVED IN RMR SYSTEM FOR TBM PERFORMANCE

The RMR system, otherwise known as the Geomechanics Classification, was developed by Bieniawski (1973). It was modified over the years as more case histories became available and to conform with international standard and procedures. Six parameters including uniaxial compressive strength of rock material (UCS), RQD, joint spacing, joint condition, groundwater conditions and joint orientation are used to classify a rock mass using the RMR system.

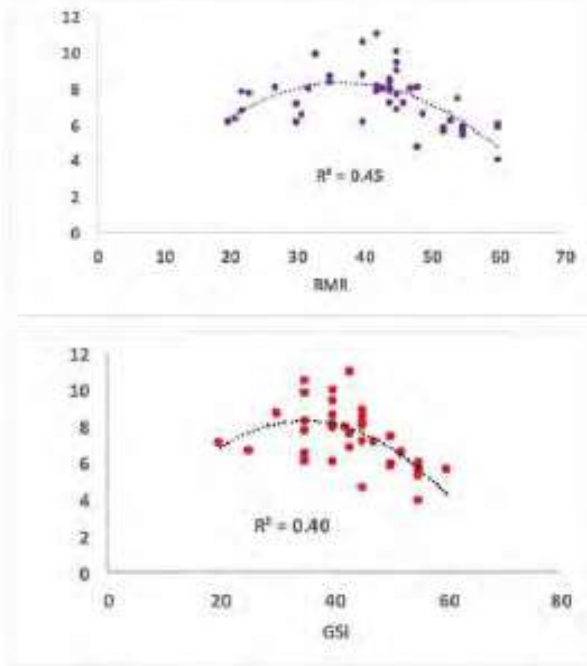


Figure 1. Relationship between TBM net penetration rate and two rock mass classifications (Zagros tunnel)

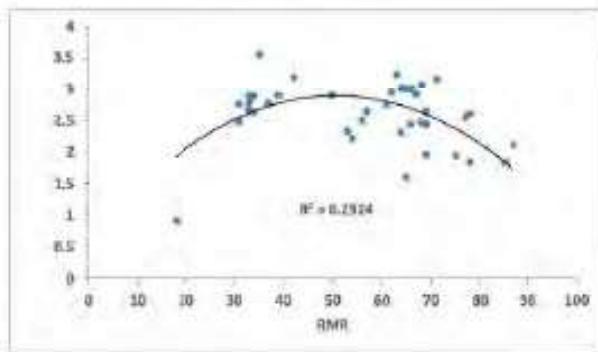


Figure 2. Relationship between TBM rate of penetration and RMR (Gilgel Gibe II tunnel)

Each of these parameters is classified and each class given a value or rating to express its influence on tunnel stability. However, there may be relationship between the system parameters and other variables such as TBM penetration rate.

Figures 3 and 4 show the correlation of TBM FPI with RMR five input parameters, basic RMR and RMR on the data taken from Zagros tunnel.

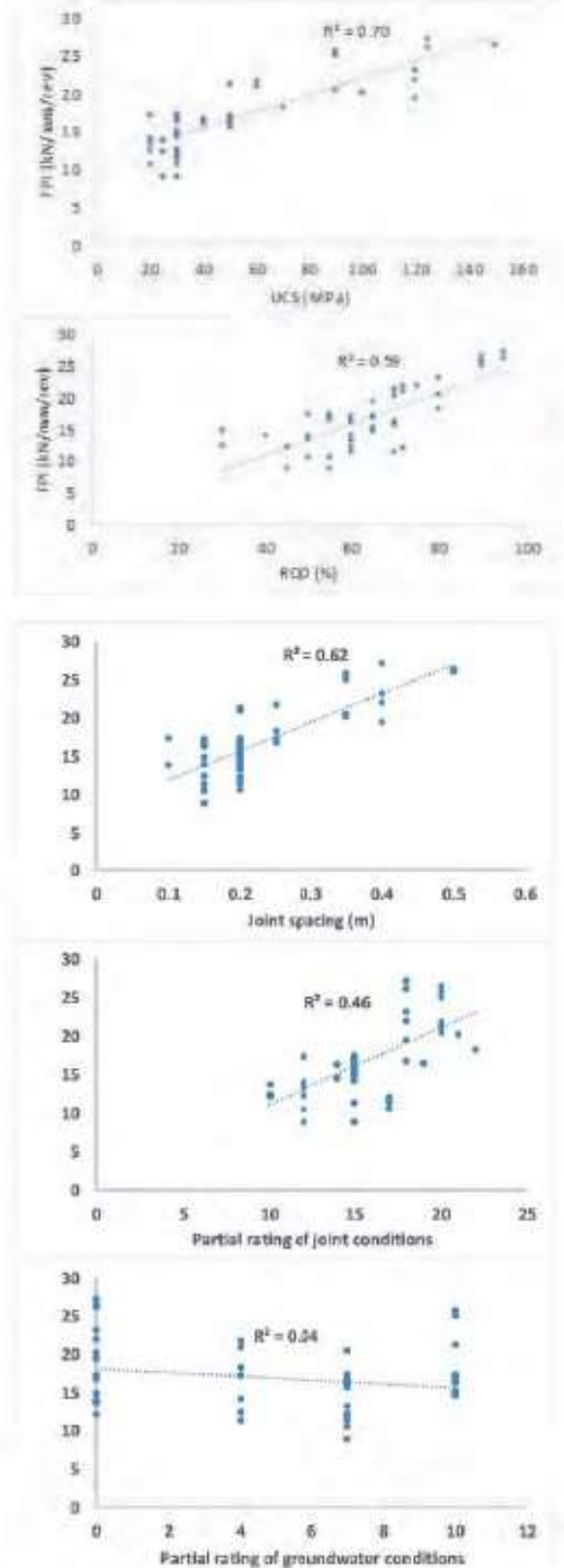


Figure 3. Correlation of FPI with RMR input parameters (Zagros tunnel)

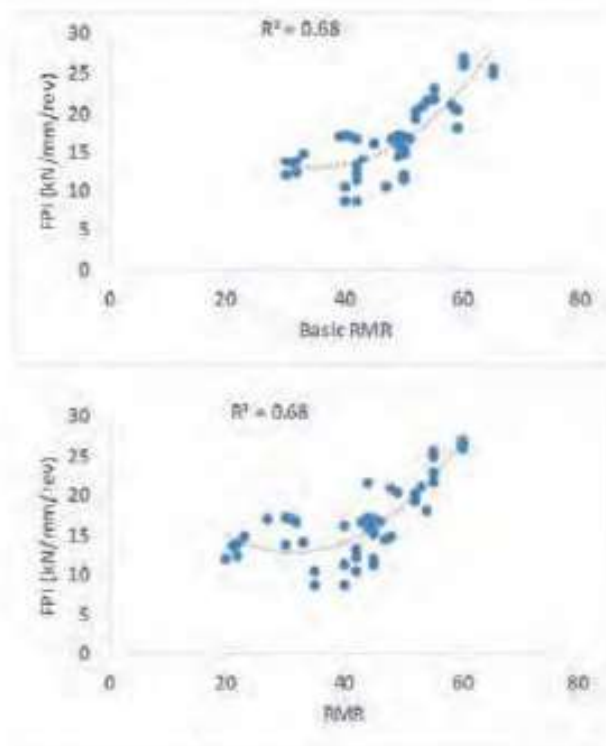


Figure 4. Correlation of FPI with RMR and Basic RMR (Zagros tunnel)

Since the parameters joint condition (JC) and groundwater condition (GW) in RMR systems are qualitative (descriptive) ones, the partial ratings of these parameters are used in this analysis. As seen in the figures, the UCS shows the highest R^2 value, 0.70. The R^2 value decreases in the order of the joint spacing (0.62), RQD (0.59), partial rating of joint conditions (0.45) and partial rating of groundwater conditions (0.04). Comparison of the R^2 values between the correlation of FPI with RMR and basic RMR indicates that the adjustment factor for joint orientation in RMR system has negligible effect on TBM FPI. Also, correlation between FPI and UCS as an input parameter of RMR system has a more coefficient of determination ($R^2 = 0.70$) than that for basic RMR or RMR ($R^2 = 0.68$). In other words, the bivariate analysis shows that UCS by itself accounts for 70% of the variation of the FPI. Adding four more parameters led to a marginal decrease in R^2 from 0.7 to 0.68. This means that the effect of UCS on correlation coefficient is overshadowed by the additional parameters of RMR system.

It is obvious that the use of a single variable of RMR will provide a simple predictive model of TBM performance. However, such a single value classification system as the summed value of six parameters has restrictions in terms of the establishment of an accurate reliable correlation between the TBM performance factors and RMR system. In this case, all of the input parameters of the classification system, i.e. UCS, RQD, joint spacing, joint condition, groundwater condition and adjustment factor for joint orientation, identically influence the penetration rate. The correlation between the RMR and penetration rate assumes the same trend as correlations between the penetration rate and these six parameters. This inherent assumption will decrease the accuracy of empirical equations. Besides, as was noted by Zhao (2007), input parameters of this rock mass classification were rated for rock mass characterization and related to support design in classical tunneling; they were not selected to describe rock mass boreability in TBM tunneling.

Keeping the above issues in mind, there exist questionable factors involved in the existing rock mass classification systems for TBM performance prediction

4 SUGGESTIONS REGARDING USE OF ROCK MASS CLASSIFICATIONS IN TBM PERFORMANCE PREDICTION

4.1 Multiple Variable Regression Analysis

Rock Mass Rating (RMR) classification system is determined from the sum of ratings (weightings) of input parameters: 15 for the uniaxial compressive strength of rock, 20 for the RQD, 20 for the joint spacing, 30 for the joint condition, and 15 for the groundwater condition with arithmetic summation of 100. As noted by Bieniawski (1973), the RMR system was originally developed for calculation of rock load and tunnel support selection. Therefore, the given weightings are in good agreement with the tunnel design process for given rock mass condition. The given ratings of the inputs, however, do not

ensure to be appropriate for different purposes. An efficient strategy to extend the applicability of RMR, or in general all the rating based classification systems therefore, is to adjust the weights (rating value) of input parameters compatible with different applications. Khademi Hamidi et al., (2010) performed an adjustment of the weights through multiple and polynomial regression analyses to develop a rating system suitable for TBM performance prediction. For this purpose, input parameters of the RMR with strong correlation with TBM FPI were found and the prediction model developed based on these parameters by using different coefficients and rating system. Meanwhile, the angle between tunnel axis and discontinuity planes was included in the model as a substitution of the adjustment factor for discontinuity orientation in RMR. Among the five multiple linear, non-linear and polynomial regression analyses, the multi-linear regression was the most logical and promising formula for FPI estimation as follows:

$$FPI=4.161+0.091*UCS+0.077*RQD+0.117*JC+1.077*Log\alpha \quad (R=0.87) \quad (1)$$

Where FPI is field penetration index in kN/mm/rev, UCS is uniaxial compressive strength of intact rock in MPa, RQD is rock quality designation in percent, JC is the partial rating of discontinuity condition in RMR system, and α is the angle of joints with tunnel axis in degrees.

As seen in the above equation, although the joint spacing is one of the most important effective parameters in predicting TBM penetration rate, it is not included in the formula. This is because of multicollinearity in the developed model resulting from a high correlation between two parameters; UCS and joint spacing.

4.2 Use of Rock Mass Fabric Index

Tzamos & Sofianos (2006) correlated four rock mass classifications including RMR, Q, GSI and RMi by introducing rock mass fabric

(denoted as F index). The common parameters of these systems, which concern and characterize solely the rock mass (excluding boundary conditions such as stress regime and water pressure), are those used for rating the rock structure and the joint surface conditions. Rock structure is quantified by the block size or the discontinuity spacing ratings (BS) and the joint surface conditions are quantified by the joint conditions ratings (JC). For instance, in the RMR system, the parameters concerning rock structure are the RQD and the spacing of discontinuities, denoted as parameters R_2 and R_3 . Their sum, R_2+R_3 , defines the BS component. The JC component, which represents condition of discontinuities, is defined by the parameter denoted as R_4 . The sum;

$$F_{RMR}=R_2+R_3+R_4 \quad (2)$$

defines the rock mass fabric index of the RMR system (F_{RMR}). The fabric indices of the other systems (F_Q , F_{GSI} and F_{RMi}) are given in Table 1.

The relationship between the fabric index of RMR system (F_{RMR}) and TBM FPIs conducted on Zagros tunnel database is illustrated in Figure 5. As seen in the figure, FPI has a higher correlation coefficient with F_{RMR} , compared to that of RMR illustrated in Figure 4.

Table 1. F index of four rock mass classifications (Tzamos & Sofianos 2006)

$F_Q=(RQD/J_n \cdot J_r/J_a)$	$BS=(RQD/J_n)$	(3)
$JC=(J_r/J_a)$		
$F_{RMR}=R_2+R_3+R_4$	$BS=(R_2+R_3)$	(4)
$JC = R_4$		
$F_{GSI}=GSI$	$BS=SR, JC=SCR$	(5)
$F_{RMi}=JP$	$BS=(V_b), JC=(jC)$	(6)

J_n , J_r and J_a = input parameters of Q system; SR, SCR= structural rating and surface condition rating of GSI; V_b , jC = block volume and joint coefficient factor in RMi system

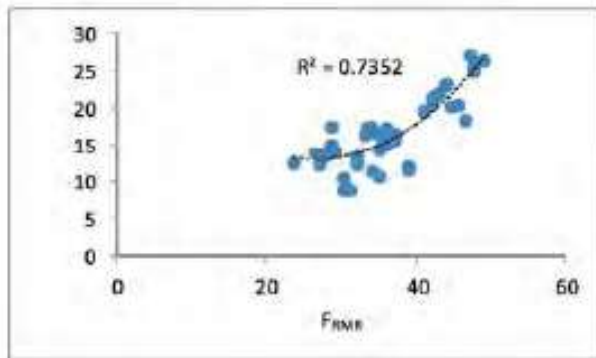


Figure 5. The relationship between measured FPI and F_{RMR} in Zagros long tunnel

A multiple linear regression analysis is carried out between FPI and FRMR, UCS, and the alpha angle. From the statistical analysis, the predictive model of linear multiple regression from three independent variables is as follows:

$$FPI = 2.594 + 0.229 * FRMR + 0.088 * UCS + 1.107 * \text{Log} \alpha \quad (R = 0.87) \quad (7)$$

A comparison between the measured and predicted results from Eq. (7) is shown in Figure 6. The correlation coefficient (R) between the predicted and measured FPI is 0.87 and the slope of trend line is more than 0.99, showing a nearly a 1:1 correlation existing between the measured and estimated FPI. As a result of the comparison, all of the residuals are less than 5 (kN/mm/rev) with mean and Std. deviation values of 0 and 2.3, respectively.

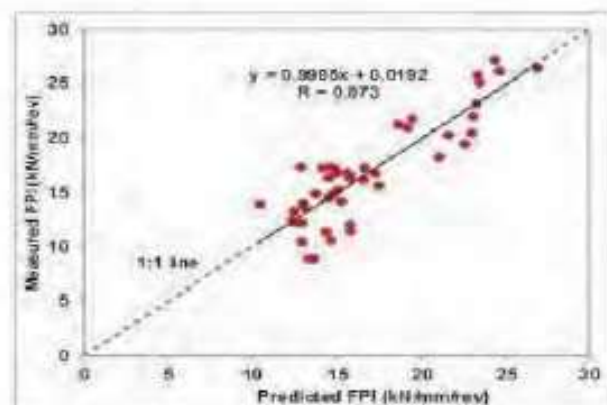


Figure 6. Comparison between the measured and predicted FPI from the multi-linear regression analysis (Eq. 7)

Using of a database compiled from Alborz service tunnel, Shahriar et al., (2010), employed the fabric index of Q rock mass classification system (F_Q) and developed an empirical model for predicting TBM rate of penetration (ROP) as follows:

$$ROP \text{ (m/h)} = 5.921 - 0.051 * F_Q - 0.391 * (UCS/F_n) + 0.106 * (\log \alpha) \quad (R = 0.89) \quad (8)$$

where, $F_Q = (RQD/J_n * J_r/J_a)$ is fabric index of Q classification system, UCS is uniaxial compressive strength of rock material in MPa, F_n is thrust per cutter in ton-force, and α is the angle between tunnel axis and the joint sets in degrees.

4.3 Use of Rock Mass Classifications for Prediction of TBM Advance Rate

The TBM performance is ultimately transformed to the machine advance rate which is used for estimation of tunnel completion time and cost. The advance rate is calculated from TBM penetration rate in conjunction with anticipated machine utilization. Hence, in the literature several studies have been carried out to develop prediction models of TBM utilization or advance rate. Among them, attempts were made to correlate the advance rate with rock mass classification systems (Barton, 2000; Alber, 2000; Sapigni et al., 2002; Ribacchi and Lembo-Fazio, 2005; Bieniawski and Grandori, 2007).

Since the TBM utilization is mainly affected by ground conditions, support requirement and cutter replacement and on the other hand, the rock mass quality is closely related to tunnel stability, based on which these classification systems were developed, Zhao (2007) noted that correlation of rock mass class to TBM utilization/advance rate is expected to be better than the correlation to TBM penetration rate. This is illustrated through a comparison of correlation of Rock Mass Excavability (RME) system with TBM rate of penetration (ROP) and average rate of advance (ARA) on a database compiled from Gilgel Gibe II tunnel in Figure 7.

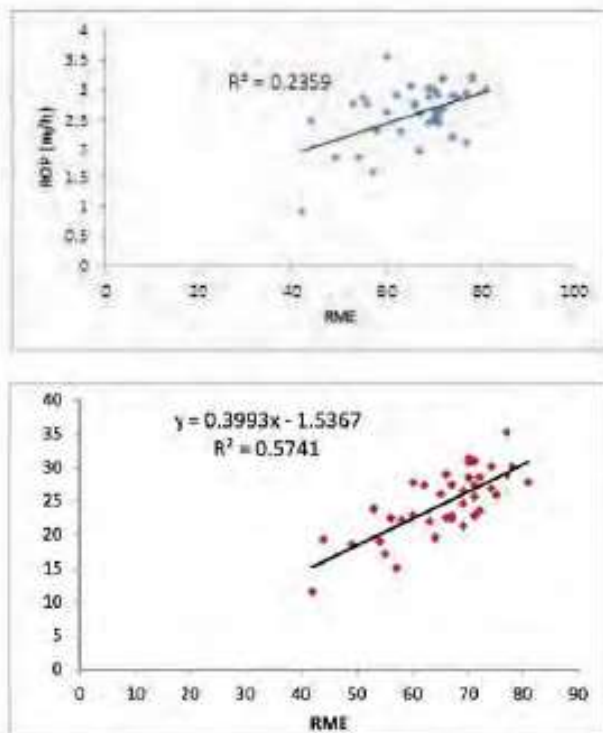


Figure 7. Correlation of RME with TBM ROP and ARA (Gilgel Gibe II tunnel)

The RME classification system was developed based on the RMR classification, similar to Q_{TBM} , which was developed based on the Q-system. As seen in the figure, TBM advance rate demonstrates stronger correlation to RME system (compared to penetration rate).

5 CONCLUSIONS

Rock mass classification systems, may be useful tools for tunnel support design at the early stage of a project planning process. There are, however, a number of restrictions that should be applied if and when these systems are going to be used in TBM performance prediction. The application potential of RMR system for predicting TBM penetration rate was illustrated in this paper. The results of the analysis revealed that the RMR system, or in general all the existing rating based rock mass classification systems with the present scheme have limited accuracy in TBM performance prediction. Part of the reason for such incompatibility is related to the fact that the parameters and their rating in these classifications are

selected based on the relation with rock mass characterization and support system, not TBM performance.

Following the aforementioned remarks, three recommendations are given, which could be applied on the existing rock mass classification systems in order their reliability in predicting TBM performance to be increased or could comprise the basis for the development of a new system. The limitation may be overcome by tuning up the rock mass classifications through adjusting the predefined ratings assigned to the input parameters carried out by multiple variable regression analyses. The comparison of TBM FPI predicted using the RMR fabric index (i.e. F_{RMR}) with measured FPI showed a high correlation coefficient, providing the rock mass fabric indices as alternative methodologies that can be used for prediction of TBM penetration rate. Also, a comparative analysis of relationship between Rock Mass Excavability (RME) index with TBM penetration and advance rates showed that the RME is mostly correlated to TBM advance rate rather than the penetration rate. In summary, the authors strongly recommend the potential users of the RMR system should carefully study the limitations of this system as well as other classification systems they may want to apply, before taking them into use in performance prediction of TBM.

REFERENCES

- Alber, M., 2000. Advance rates of hard rock TBMs and their effects on project economics. *Tunnell. Undergr. Space Technol.* 15(1), 55–64.
- Barton, N., 2000. *TBM tunnelling in jointed and faulted rock*. Rotterdam: Balkema, Brookfield, 173 p.
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Inst. Civil Engrs.* 15, 335–344
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering rock mass classifications*. John Wiley & Sons, New York, 251 p.
- Bieniawski, Z.T., Grandori, R., 2007. Predicting TBM excavability - Part II. *Tunnels Tunnel. Int.*, pp. 15-18. December.
- Cassinelli, F., Cina, S., Innaurato, N., Mancini, R., Sampaolo, A., 1982. Power consumption and metal wear in tunnel-boring machines: analysis of

- tunnel-boring operation in hard rock. *Tunnelling '82*, London, Inst. Min. Metall., pp. 73–81.
- Farrokh, E., Rostami, J., Laughton, C., 2012. Study of various models for estimation of penetration rate of hard rock TBMs. *Tunnell. Undergr. Space Technol.* 30, 110-23.
- Grandori, R., Sem, M., Lembo-Fazio, A., Ribacchi, R., 1995. Tunnelling by double shield TBM in the Hong Kong granite. In: *Proceedings of the 8th ISRM Congress*, Vol. 1, pp. 569-74.
- Hassanpour, J., Rostami, J., Khamchichyan, M., Bruland, A., Tavakoli, H.R., 2010. TBM performance analysis in pyroclastic rocks: A case history of Karaj water conveyance tunnel. *Rock Mech. Rock Eng.* 43 (4), 427-445.
- Innaurato, N., Mancini, R., Rondena, E., Zaninetti, A., 1991. Forecasting and effective TBM performances in a rapid excavation of a tunnel in Italy. In: *Proceedings of the Seventh International Congress ISRM*, Aachen, pp. 1009-14.
- McFeat-Smith, I., Askilrud, O.G., 1993. Tunnel boring machines in Hong Kong, *Proceedings, Rapid Excavation and Tunneling Conference*, pp. 401-13.
- Ribacchi, R., Lembo-Fazio, A., 2005. Influence of rock mass parameters on the performance of a TBM in a gneissic formation (Varzo Tunnel). *Rock Mech. Rock Eng.* 38(2), 105-127.
- Sapigni, M., Berti, M., Behtaz, E., Busillo, A., Cardone, G., 2002. TBM performance estimation using rock mass classification. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 39, 771–788.
- Sundaram, N.M., Rafek, A.G., 1998. The influence of rock mass properties in the assessment of TBM performance. In: *Proceedings of the 8th IAEG Congress*, Vancouver, pp. 3553-9.
- Zhao, J., 2007. Tunnelling in rocks – present technology and future challenges. Keynote lectures. *ITA-AITES World Tunnel Congress & 33rd ITA General Assembly*, Prague, pp. 22-32.
- Khademi Hamidi, J., Shahriar, K., Rezai, B., Rostami, J., 2010b. Performance prediction of hard rock TBM using Rock Mass Rating (RMR) system. *Tunnell. Undergr. Space Technol.* 25 (4), 333–345.
- Tzamos, S. & Sofianos, A.I., 2006. A correlation of four rock mass classification systems through their fabric indices. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 44(4), 477-95.
- Shahriar, K., Sargheini, J., Hedayatzadeh, M., Khademi Hamidi, J., 2010. Performance prediction of hard rock TBM using rock mass classification. *Eurock2010*, Switzerland.

Ground Volume Loss and Depth of Placement of the Tunnel Control in EPB TBM Excavation

H. Karimnia

Shahrood University of technology, Shahrood, Iran

ABSTRACT Analyses of ground volume loss in EPB TBM excavation are presented in this paper. In this article considering the information obtained from boreholes, ground settlement condition between the stations N. 11 and 12 of Line 1 of Tabriz Subway has been investigated. Using Peck's empirical method, ground settlement, caused by tunnel excavation, has been calculated considering the different values for (i), ground volume loss and the distance between tunnel axis and surface, then the transverse profile of ground settlement has been prepared. The results show that the increase in ground volume loss and decrease in the distance between tunnel axis and surface causes an increase in ground settlement value. Also a simultaneous increase in ground volume loss and the distance between tunnel axis and surface causes the increase of ground settlement proving the more important role of ground volume loss than the distance between tunnel axis and surface in ground settlement.

1 INTRODUCTION

The increasing demand for transport infrastructures in recent decades has resulted in considerable growth in underground works, especially in urban environments where there is less surface space available. Mechanized excavation using EPB type TBM's is particularly recommended in these contexts where "unstable" face behavior must be tackled in ground with particularly poor geotechnical characteristics, in order to minimize effects at ground level and to work in hydrostatic conditions when below the water table (Lunardi, 2000). The control of deformation induced in the ground by excavation plays a very important role at the design stage for assessing the risk of damage to existing structures, such as buildings and underground utilities, as reliably as possible.

Empirical formulations are very useful for evaluating expected subsidence (Peck 1969,

Rankin 1987, O'Reilly & New 1982, Herzog 1985). Developed on the basis of experimental findings taken from a very large number of case histories, these allow Gaussian subsidence curves to be quickly determined from simple parameters such as the geometrical data of the operation (tunnel diameter D and overburden H), the geotechnical characteristics of the ground (by defining a coefficient K , varying between 0.2 and 0.3 for granular soils and between 0.4 and 0.7 for cohesive soils) and the method of excavation (identified by a value for expected ground loss V).

The value assumed for ground loss in the process described is without doubt the key parameter in the analysis and it is therefore fundamental that it is accurately forecast at the design stage and that it is monitored during the construction stage.

According to the above, one of the effective parameters on the surface settlement are the overhead geometric

parameters or the placement depth of the tunnel. In the present study, the effect of the two factors are considered on the ground surface settlement between the N. 11 and 12 stations of Line 1 of Tabriz Subway using Peck's empirical method.

2 INTRODUCTION THE PROJECT

The study was carried out at the twin subway tunnels of first line of Tabriz city, which is located at East Azerbaijan, Iran. It has the urban population of approximately 1,280,000 in 2012, as there is about 1,800,000 passengers travel inside the city every day. It is expected that the city population will be around 2,000,000 and about 4,500,000 passengers will travel each day inside the city in 2020. So considering the high volume of travels inside the city and the necessity of using the railway transport system in order to minimize the city Traffic problems, studies on the first line of subway were started in 2000. Tabriz railway network comprises 4 paths that are designed with 60 stations and the length of 60 km (UURC, 2007). The general layout of the metro of Tabriz is shown in Figure 1.



Figure 1. General layout of Tabriz metro (UURC, 2007)

The first Line of Tabriz subway with the length of 60 km, links the southeast region to southwest. It is physically designed as on-surface, shallow, deep and high. It is constructed as twin single way tunnels in deep section that is excavated with TBM and EPB machines with an excavation diameter of 6.88 m, an external diameter of segments of 2.18 m and an internal diameter of tunnels

of 6 m, so there is a distance of 14 cm between the excavation diameter and external diameter of segments that is filled with shot concrete. In this paper, the section between Stations N. 11 and 12 of the first line of Tabriz Subway that contains old and traditional structures with low strength has been studied. In general, Tabriz is placed on the sedimentations of third and fourth Geological periods that contain clay stone, sandstone, conglomerate, tuff, tuffit, gyps and alluvial sedimentations such as clay, silt, sand, gravel and pebble of the various grade (TURO, 2005).

3 GROUND SURFACE SETTLEMENT AS A RESULT OF EPB EXCAVATION

Due to the importance of subsidence in urban areas, in recent decades, using earth pressure balance shields for excavating tunnels has become common because of various reasons such as decreasing subsidence, increasing excavation speed and safety.

Because of ground pressure balance system, the working under the water level is possible. In the machine, the excavated soils to create a balance in the face are used and carried out excavation operations (Hetrog, 2005).

Tunneling machines developed settlement with the excavation and the progress in loose soils. The balanced excavation machines of ground pressure have a similar operation.

The excavation subsidence as a result of EPB machine can be seen in Figure 2.

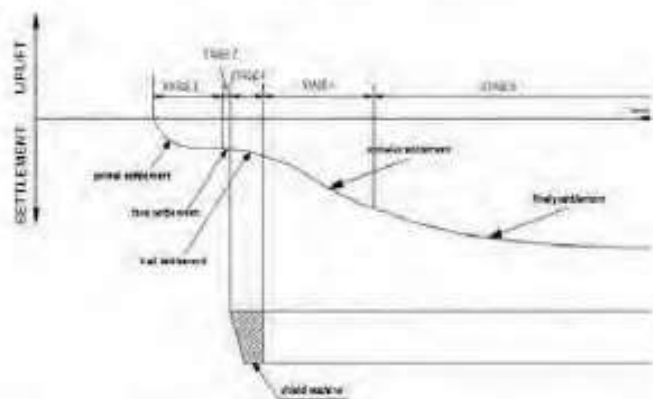


Figure 2. Excavation subsidence as a result of EPB machine (Arthe TURO, 2010)

4 PECK'S EMPIRICAL METHOD

Peck (1969) stated that the transverse settlement trough can be described by a Gaussian error function and this mathematical description has been widely accepted since then. Following this approach, the vertical settlement in the transverse direction is given by (Franzius, 2003):

$$S_{v(x)} = S_{v,max} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

Where $S_{v,max}$ is the maximum settlement measured above the tunnel axis, S_v is surface settlement at tunnel cross section, y is Distance from tunnel axis The parameter i , the trough width parameter, represents the standard deviation in the original Gaussian equation.

Consequently, the area enclosed by the settlement trough can have a value expressed by

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi} i S_{v,max} \quad (2)$$

Where V_s is the volume of the settlement trough per unit length.

The volume of the surface settlement trough therefore is equal to the volume of soil which is excavated in excess of the theoretical volume of the tunnel. It is common to specify this excess volume as a proportion of the theoretical tunnel volume (per unit length):

$$V_L = \frac{V_s}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (3)$$

Where V_L is the volume loss and D is the outer tunnel diameter. It is normally expressed as a percentage. After combining Equations 1 to 3 the transverse settlement profile can be expressed in terms of volume loss:

$$S_{v(x)} = \sqrt{\frac{\pi V_L D^3}{2 \cdot 4i}} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (4)$$

For a given tunnel diameter D the shape and the magnitude of the transverse settlement curve therefore only depends on the volume loss V_L and the trough width i .

Amount V_L (%) depending on the execute method and surrounding environment (Tab. 2).

Table 2. V_L values by different methods implemented (Franzius, 2003)

V_L	Excavation Method
1.5-2.5	Tradition excavation method
0.8-1.5	Shield excavation method

In Table 3, different values of the parameter (i) can be observed that provided by various researchers.

In the present study, considering that the tunnels are excavated in areas of sandy soil layers, inflection width parameter of Atkinson and Potts that is presented for the loose sand has been used.

Table 3. Inflection dimension proposed by various researchers (Sweeney, 2006)

Name	i -Value	Additional Comments
Peck (1969)	$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$n=0.8$ to 1
Attewell et al (1977)	$\frac{i}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$\alpha=1$ and $n=1$
Atkinson & potts (1979)	$i=0.25(Z_0+R)$: loose sand $i=0.25(1.5Z_0+0.5R)$: dense sand and over consolidated clay	-
Clough & Schmidt (1981)	$\frac{i}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^n$	$\alpha=1$ and $n=0.8$
O'Reilly & new (1982)	$i=0.43Z_0+1.1$: Cohesive Soil $i=0.28Z_0-0.1$: Granular Soil	-
Mair (1983)	$i=0.5Z_0$	-

Where: Z_0 = Depth of the tunnel spring line below ground surface, R = Tunnel Radius.

5 STUDY OF THE VOLUME LOSS EFFECT ON THE GROUND SURFACE SETTLEMENT

The volume of the surface settlement trough, V_s , can be expressed as a percentage of the volume of excavation and is referred to as the percentage volume loss.

During excavation, the ground around tunnel can shift inward, so that the stress relief occurs.

Therefore, it always is necessary that the excavated volume is the larger than the holes final volume. The added excavate volume is called the volume loss (Sweeney, 2006).

For a TBM tunnel the volume loss is the sum of the following four components, the magnitude of which will depend upon the methodology and control of the construction, and the soil type (Vittorio et al., 2007).

Face loss:

This component is due to loss of ground into the face of the excavation. The magnitude of face loss is influenced by the ground type and the support pressure applied to the face (Fig. 3).

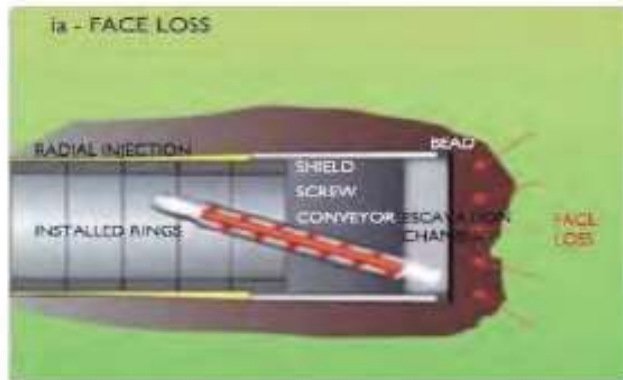


Figure 3. Face loss

Loss around the shield:

The excavated diameter of the tunnel is typically greater than the diameter of the tail skin of the shield. This leaves an annulus around the shield into which the surrounding ground can move. The magnitude of the resulting volume loss is dependent on the stability of the ground around the tunnel (Fig. 4, 5).



Figure 4. Loss of radial shields



Figure 5. Loss overall radial shields

Loss behind the shield:

As the TBM moves forwards an annular space is let around the tunnel lining. This will be injected with grout to reduce the associated volume loss. The magnitude of volume loss depends on the effectiveness of the grout injection, the grouting pressure and the time for the grout to gain sufficient strength to prevent ground movement (Fig. 6)



Figure 6. Loss behind the shield

6 GROUND SURFACE SETTLEMENT BASED ON VOLUME LOSS

According to conducted researches, the amount of the volume loss (V_L) in the mechanized excavation technique vary between 0.8% and 1.5%. Therefore, the profile of the ground surface subsidence based on different levels V_L , 0.8, 1.3, 1 and 1.5 and a constant depth is plotted using Peck's empirical methods. The results are shown at Figures 7 to 10.

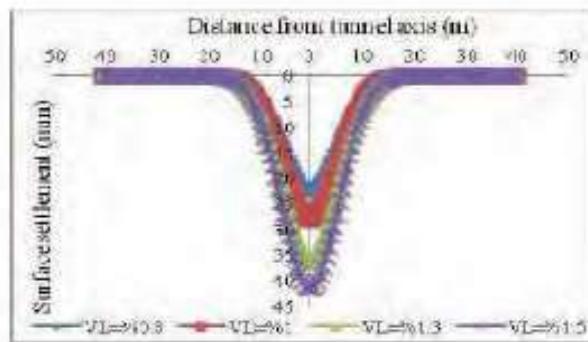


Figure 7. Settlement of the surface at a depth of 17 meters

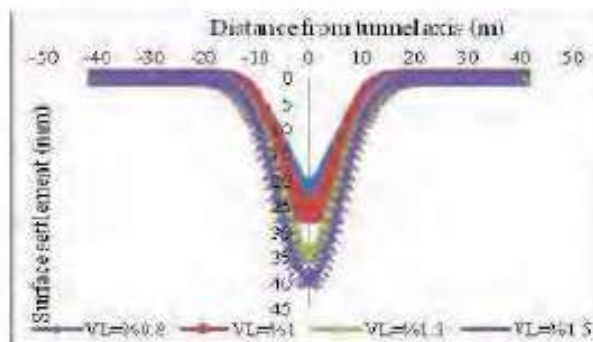


Figure 8. Settlement of the surface at a depth of 19 meters

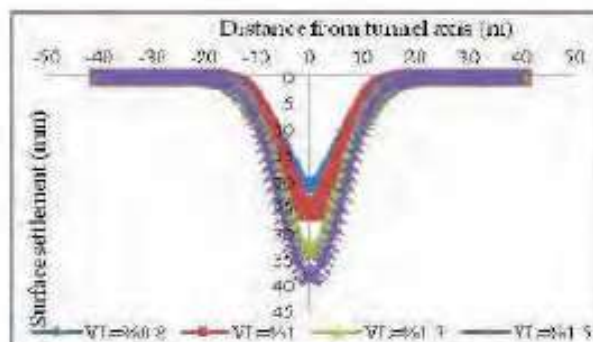


Figure 9. Settlement of the surface at a depth of 21 meters

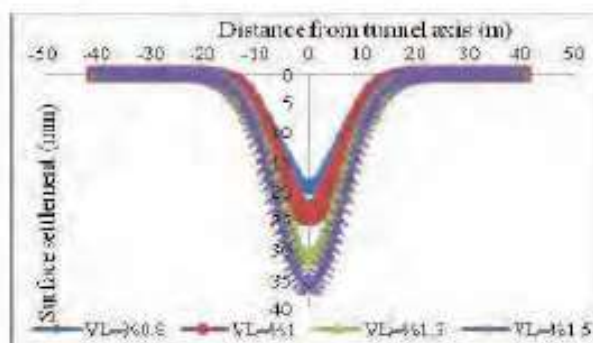


Figure 10. Settlement of the surface at a depth of 23 meters

7 EFFECT OF TUNNEL DEPTH ON GROUND SURFACE SETTLEMENT CURVE

Considering the tunnels excavation depth vary between 17 to 23 meters at the N.11 and N.12 stations of Line 1 of Tabriz Subway, the ground surface settlement profile is considered in the various depths (H) and values of constant volume loss. The results are shown at Figures 11 to 14.

The results of ground subsidence curves for different values of V_L and the tunnel depth are presented in Table 4. As can be seen, the value of the surface settlement increased with increase the volume loss and constant the tunnel depth.

Also a simultaneous increase in ground volume loss and the distance between tunnel axis and surface causes the increase of ground settlement proving the more important role of ground volume loss than the distance between tunnel axis and surface in ground settlement.

Ground longitudinal subsidence diagrams are plotted for different values of the tunnel depth and the volume loss 1% in Figure 15. As it can be observed, almost in all depths in distance of 2.4 times the diameter of the tunnel subsidence reaches stationary state.

8 CONCLUSIONS

The value for "ground loss" constitutes a key parameter for managing excavation using an EPB shield, because of its importance in assessing surface subsidence phenomena and building damage risk. It is the sum of different components, which develop during the stages of tunnel advance at the face and around the cavity, in the tail zone and after the preceded segments lining is placed. The importance impact of this issue and depth of placement of the tunnel onto ground surface settlement was discussed in this paper.

The value of the ground surface settlement between N.11 and N.12 stations of Line 1 of Tabriz Subway for the tunnel depth of 17, 19, 21 and 23 meters and the volume loss of 0.8, 1, 1.3 and 1.5 studied. The Results

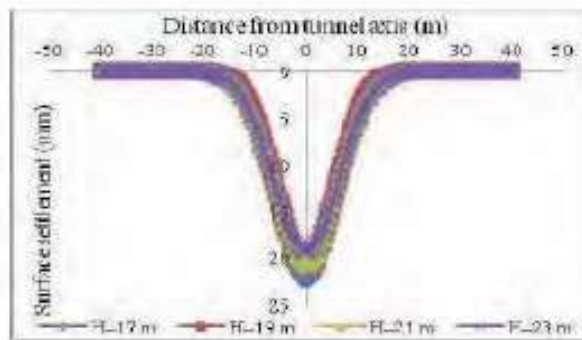


Figure 11. Surface settlement profiles of VL =% 0.8

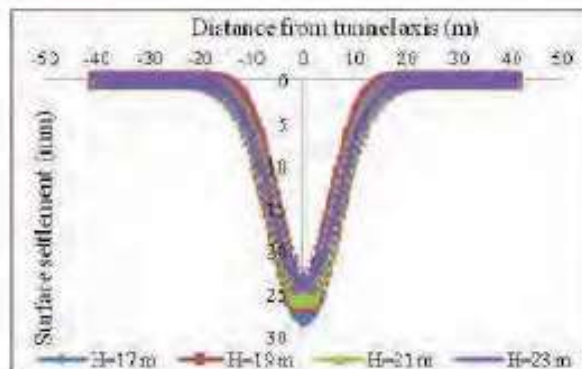


Figure 12. Surface settlement profiles of VL =% 1

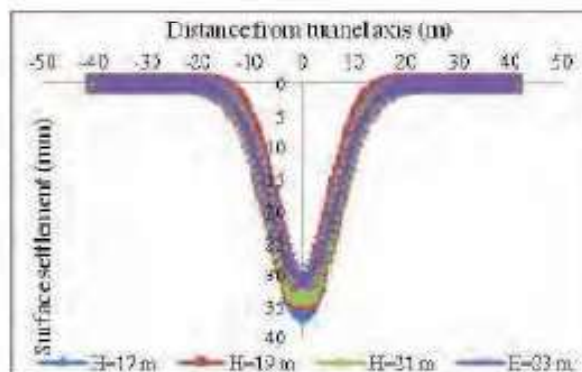


Figure 13. Surface settlement profiles of VL =% 1.3

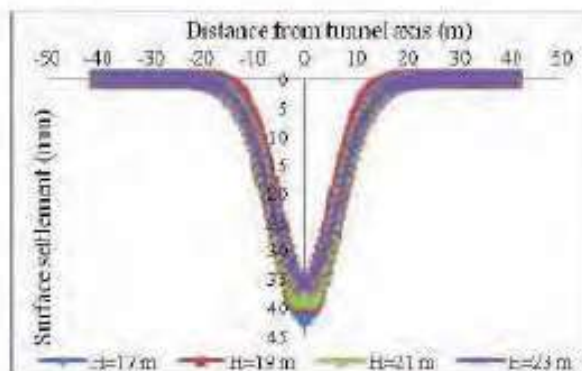


Figure 14. Surface settlement profiles of VL =% 1.5

Table 4. Results ground surface settlement using by Peck's empirical method for different value of V_L and tunnel depth

Soil layer	Z_0 (m)	i (m)	V_L (%)	S_{max} (mm)
SAND	17	5.97	0.8	22.3
SAND	17	5.97	1	27.87
SAND	17	5.97	1.3	36.32
SAND	17	5.97	1.5	41.80
SAND	19	6.47	0.8	21.04
SAND	19	6.47	1	26.3
SAND	19	6.47	1.3	34.19
SAND	19	6.47	1.5	39.45
SAND	21	6.97	0.8	20.57
SAND	21	6.97	1	25.71
SAND	21	6.97	1.3	33.42
SAND	21	6.97	1.5	38.56
SAND	23	7.47	0.8	19.24
SAND	23	7.47	1	24.05
SAND	23	7.47	1.3	31.26
SAND	23	7.47	1.5	36.07

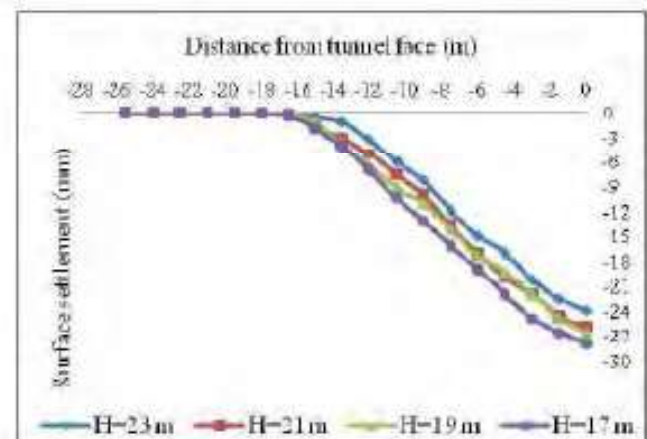


Figure 15. Longitudinal settlement curve for different values of the tunnel depth

showed that the ground subsidence increased with increase the volume loss due to mechanized tunneling. The lower depth the tunnel is excavated, the less the effect of the tunnel excavation is observed.

The design of a monitoring system both in the tunnel by monitoring the operating parameters of the TBM and on the surface by setting up a network of topographical datum points to monitor settlements along the tunnel alignment and across it is an indispensable instrument for verifying and regulating excavation activities.

REFERENCES

- Arthe Civil & Structure Reports, 2010. *Project of Tabriz Urban Railway Organization*,
- Franzius, J.N., 2003. *Behavior of Building due to Tunnel Induced Settlement*. PHD thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine.
- Hetrog, R.W.d., 2005. *An assessment of the influence on the adjacent structures due to tunneling underneath the Chahar Bagh Ahbasi street in Esfahan, Iran*, MSc thesis, Delft University of Technology.
- Lunardi, P., 2000. Design and construction tunnel. ADECORS approach. *Tunnels & Tunnelling International Special Supplement*.
- Sweeney, P., 2006. *A Study of Interaction Effects due to Bored Tunnels in Clay*. PHD thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Tabriz Urban Railway Organization, Geotechnical studies reports of a subway in Tabriz city, 2005.
- Union Urban Railway Companies, rail companies *Union Newsletter*, No. 8, 2007.
- Vittorio, G., Piergiglio, G., Ashraf, M and Shulin Xu., 2007. *Mechanized Tunneling in Urban Areas: Design Methodology & Construction Control*. Taylor and Francis Group, pp.113-150.

Çift Kalkanlı TBM ile Kazılan Yamanlı II HES Projesi

1. Kademe Enerji Tünelinde Çalışma Performansı

Working Performance in the 1st Stage Energy Tunnel of Yamanlı II HEPP Project Excavated by a Double Shield TBM

S. Yılmaz

Enerjisa Enerji A.Ş., Ankara

İ. Avcı

Temelsu Uluslar arası Mühendislik Hizmetleri A.Ş., Ankara

İ. Güney, M. Akgül

NTF İnşaat Ltd. Şti., Ankara

ÖZET Bu çalışmada, Enerjisa'nın Yamanlı II HES Projesi kapsamında, 4.305 mm kazı çaplı çift kalkanlı bir TBM ile kazısı ve yapımı devam eden 1. Kademe Enerji Tüneli'nde çalışma performansı (net kazı hızları, günlük ve aylık ilerlemeler, makine kullanım oranları ve duraklamalar) özetlenecektir. Tünel uzunluğu 6.618 m'dir. Yüklenici firma NTF kazı işlerinin başladığı 27 Ekim 2012 tarihinden 2013 Haziran sonuna kadar 2.973 m tünel imalatını bitirmiştir. Her projede olduğu gibi, ilk bir kaç ayda yaşanan öğrenme periyodundaki düşük performansdan sonra, proje ekibin tecrübe kazanması ve ciddi bir eğitim sürecinden sonra yüksek performanslara ulaşılmıştır. Makine kullanım oranları %60'lara ve aylık ilerlemeler 730 metrelere ulaşmıştır.

ABSTRACT Working performance (instantaneous penetration rate, daily and monthly advance rates, machine utilization time and stoppages) in the 1st Stage Energy Tunnel of Enerjisa Yamanlı II HEPP Project excavated by a double shield TBM with 4.305 mm excavation diameter is summarized. The length of tunnel is 6.618 m. The contractor company NTF completed construction of the 2.973 m tunnel starting from 27 October 2012 until the end of June 2013. After low performance in a few months of the learning period as in encountered in every project, higher performance parameters were obtained as a result of gaining experience of the project team and a serious education period. Machine utilization time reached up to 65% and monthly advance rate reached up to 730 m.

1 GİRİŞ

Ülkelerin refah seviyesi arttıkça enerji sektöründe meydana gelen büyüme ekonomik büyümeden daha fazladır. Enerji sektörü ülkemizde ekonomik büyümeden 2 ila 2,5 kat daha fazla büyümektedir. Türkiye'de enerji sektörü 2012 yılında kurulu güç olarak %8,1 oranında büyümüştür. Bu oran Avrupa Birliği'nde yer alan bazı ülkelerin 6 yıllık büyümesine denktir. Ülkemiz tüm

dinamikleriyle bunu bir yılda gerçekleştirmiştir.

Ülkemizin enerjide olan dışa bağımlılığını azaltmak amacıyla, HES projelerine hız verilmiştir. Son 10 yılda özel sektörün enerji piyasasına dâhil olmasıyla enerji sektörü büyük ivme kazanmıştır. Şu an itibariyle 20.069 MW kurulu güç ile yılda yaklaşık 71 milyar kWh hidroelektrik enerji üretir hale gelinmiştir. Bu önemli bir rakam olmasına rağmen Türkiye'ye yetmemektedir. Suyun gücünden daha fazla istifade etmemiz, zaman

kaybetmeden potansiyelimizi kullanıp, enerjide dışa olan bağımlılığımızı en aza indirmemiz için yapımı sürmekte olan 1.495 adet projenin hayata geçirilmesi ile yıllık üretimimiz 110.000 GWh olacaktır. Bu projeler tamamladığında, Türkiye enerjide kendine yeten, daha gelişmiş bir ülke olacaktır. Ülkemizin sürekli artan nüfusunun ihtiyacını karşılayacak enerji üretim projelerinde, daha hızlı ve daha ekonomik tünel imalatı sağlayan TBM'lerin kullanımı günümüzde oldukça artmıştır ve de artmaya devam edeceği öngörülmektedir.

Bu çalışmada, Enerjisa'nın Yamanlı II HES Projesi kapsamında, 4.305 mm kazı çaplı çift kalkanlı bir TBM ile kazısı ve yapımı yüklenici NTF tarafından devam eden 6.618 m uzunluğundaki 1. Kademe Enerji Tüneli'nde çalışma performansı (net kazı hızları, günlük ve aylık ilerlemeler, makine kullanım oranları ve duraklamalar) özetlenecektir.

2 PROJE HAKKINDA BİLGİLER

2.1 Proje Hakkında Genel Bilgiler

Yamanlı II HES Projesi, Akdeniz bölgesinin doğu kesimlerinde olup, $36^{\circ} 07' 30'' - 36^{\circ} 15' 00''$ kuzey enlemleri ile $37^{\circ} 52' 30'' - 38^{\circ} 01' 30''$ doğu boylamları arasında yer almaktadır. Yamanlı II HES Proje alanı, Adana ili Saimbeyli ilçesinin kuş uçuşu yaklaşık 13 km kuzeydoğusu ile 14 km güneydoğusu arasında, Seyhan nehrinin kolu olan Göksu ırmağı boyunca uzanan saha içinde yer almaktadır. Proje sahası Adana'nın 150 km kuzey doğusundadır (Şek. 1).

Seyhan Nehri'nin en önemli kollarından birisi olan Göksu Nehri üzerinde ki Yamanlı II Projesinde iki kademe ile enerji üretimi planlanmıştır.

DSİ Genel Müdürlüğü tarafından Verbund-Plan, Romconsult ve Temelsu firmalar grubuna hazırlatılan ve Eylül 1984 tarihinde yayınlanan "Yukarı Seyhan Havzası Master Plan Raporu"nda, Seyhan nehrinin iki ana kolundan birisi olan Göksu ırmağı üzerinde, membadan mansaba doğru, Yamanlı I, Yamanlı II ve Yamanlı III regülâtörleri ile

Feke, Menge ve Köprü barajları planlanmıştır.



Şekil 1. Yamanlı II HES Projesi yer bulduru

Bir dizi halinde teşkil edilen bu HES tesisleri ile Göksu ırmağı üzerindeki düşünün tamamından faydalanılarak enerji üretimi amaçlanmıştır. Bu fizibilite çalışması konusuna esas olan Yamanlı II kademesi, Göksu kolu üzerinde brüt 410 m düşünün enerjisinin alınmasını içermektedir.

1. Kademe Proje: Göksu Irmağı'nda, 1.153,50 m talveg kotunda Yamanlı II Regülâtörü, sol sahilde 9.311 m uzunluğunda enerji tüneli, denge bacası, cebri boru ve Yamanlı II HES.

2. Kademe Proje: Göksu Irmağı'nda Yamanlı-II 2.Kademe Regülâtörü, 4.180 m uzunlukta basınçlı enerji tüneli ile akedük, denge bacası, cebri boru ve sol sahilde Yamanlı HES.

Yamanlı-II 1.Kademe Regülâtörü ve HES (memba) Projesi enerji amaçlıdır ve drenaj alanı 1.693 km^2 'dir. Projenin içerdiği kısımlar şunlardır:

1. Çevirme Yapısı
2. Regülâtör ve Su alma Yapısı Yerine Ulaşım Tüneli
3. Derivasyon Yapısı (Tüneli)
4. Enerji Tüneli
5. Denge Bacası

6. Cebri Boru
7. Santral Binası
8. Kuyruksuyu
9. Şaft Sahası

1. Kademe kapsamında bulunan 9.311 m uzunluğundaki enerji tünelinin hızlı bir şekilde tamamlanması, projenin ekonomikliği açısından önemli olması nedeniyle TBM kullanımına karar verilmiştir.

Tünel açma makinelerinin ilk yatırım ve işletme maliyetleri oldukça pahalı olması nedeni ile kazı ve desteklemenin yapılacağı formasyonlarda yapılan ek etütlerin tanımlanması sonucunda, kazı ve destekleme işlerinin 9+311 – 6+950 arası klasik delme-patlatma yöntemiyle ve 6+950 – 0+317,2 arası çift kalkanlı TBM ile yapılması kararlaştırılmıştır.

Kullanılan beton kaplama, segment dizaynı Universal tiptedir, 5 adet segment ve 1 adet key segment ile ring oluşturulmaktadır. Segment dış çapı 4000 mm, iç çapı 3500 mm ve uzunluğu 1350 mm'dir. Su sızdırmalarına karşı segmentler arasında lastik contalar kullanılmıştır. Gerekli ekipmanlarla ringlerin birbirine monte edildikten sonra, zeminle segment arasındaki boşluk pea-gravel ve enjeksiyon ile doldurulmaktadır.

Pasa nakli için 4 adet tren katarı vardır. Her bir tren katarı 1 adet lokomotif 4 adet yük vagonu (her biri 8 m³ kapasiteli), 2 adet segment arabası, 1 adet taşıyıcı araba, 1 adet pea-gravel arabası ve 1 adet personel taşıyıcı araçından oluşmaktadır. Kazılan malzeme portal çıkışındaki döküm sahasına boşaltılmaktadır.

Projenin kazıya başlama tarihi olarak belirlenen 03.08.2012 tarihinden itibaren 470 gün içinde (16.11.2013 tarihine kadar) bitirilmesi planlanmıştır.

2.2 Tünel Güzergâhının Jeolojisi

3,50 m çap ve 6.618 m uzunluğunda planlanmış olan iletim tüneli, projenin en zorlu ve problemlili kısmını oluşturmaktadır.

Sol sahile projelendirilmiş olan tünel güzergâhı, önemli bir yapısal fay hattına (Kaleboynu Fayı) paralel gitmektedir. Söz konusu fay Kaleboynu Köyü'nden kuzeye doğru genç birimler tarafından örtülü olduğu

için izlenememekte ancak varlığı bilinmektedir. Tünel güzergâhının yapısal bir süreksizliğe paralel gitmesi, tünel açılması sırasında hiç istenmeyen koşullardan birisidir. Bu koşullar, sürekli olarak duraylılık, ani su geliri vb sorunlar delgi işlemi sırasında beklemelere ve aksamalara sebep olabilecektir.

Tünel, 0+200 – 6+900 arasında Köroğlu ve Sümbüldağı Formasyonlarında bulunan Neretik Kiraçtaşı birimlerinden geçecektir. Formasyonlar az ve orta ayrışmışlardır; yakın aralıklı (6 – 20 cm) ve orta aralıklı (20 – 60 cm) doğrultu ve eğimi 250/73 – 300/66 – 130/74 – 90/6 olan süreksizlikler içermektedirler; ortalama RQD %79'dur. Örtü tabakası kalınlığı ortalama 400 m'dir. Litolojik birimlerin basınç dayanımları 50 ile 100 MPa arasında değişmektedir. Damlama ve sızıntı mertebesinde yeraltı suyu beklenmektedir, ancak kireçtaşının karstik özelliğinden dolayı yer yer dere geçişlerinde su boşalımı olması büyük bir olasılıktır. Formasyonların Q kaya sınıfı değeri ortalama 10,53 ve RMR değeri 65-70 civarındadır.

2.3 Çift Kalkanlı TBM'in Özellikleri

Yamanlı II. 1. Kademe Enerji Tüneli inşaatında 4,305 m kazı çaplı Robbins marka Çift Kalkanlı Tünel Açma Makinesi (TBM) kullanılmaktadır (Şek. 2). TBM kurulu gücü 1.870 kW'tır. Kesici kafa 4x330 kW elektrik motorları ile dizayn edilmiştir. Gripper pabuçların yan duvara basarak kendisini sabitleyip ve itme silindirleri ile aynaya basarak kesici kafa kazı yapmaktadır. Ayrıca, yardımcı (auxiliary) hidrolik silindirler segmente basarak tek kalkan modunda (single shield mode) kazı yapabilmektedir.

TBM kesici kafasında bulunan 28 adet 17 inç (432 mm) çapındaki diskler zemini keserek pasa nakil hattına ulaştırır. Çift kalkanlı makine kullanıldığından dolayı kazı sürekli olarak (kazı ve tahkimat işleri aynı anda) gerçekleştirilmektedir. Kullanılan TBM'in genel teknik özellikleri Çizelge 1'de özetlenmektedir.



Şekil 2. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli'nde kullanılan çift kalkanlı TBM (Robbins)

3 KAZI PERFORMANSI

İş programına bağlı olarak istenilen hızın sağlanabilmesi için TBM içerisindeki sistemlerin birbirleri ile uyumlu arkada iş bırakmadan çalışmasının sağlanması gerekmektedir. Sistem içerisinde:

- * Kazı ve pasa nakli
- * Destekleme – segmentlerin nakli ve montajı
- * Segment arkalarının doldurulması (pea-gravel, mortar, kontak enjeksiyonu)

işlemlerinin birlikte yapılması zorunludur.

Aksamaların gözlenmesi, tanının doğru konması amacıyla günlük imalat raporları titizlikle çıkarılmalıdır. Günlük imalat raporlarının verileri çerçevesinde aksayan kısımlar revizyonlarla giderilmiştir.

TBM sisteminin kurulması-işletme veriminin istenilen seviyeye ulaşması için, çalışan personelin sistemi tanıma ve alışma süresi mümkün olduğunca kısaltılmıştır. Uygulama sırasında TBM'in ilerleme hızını etkileyen faktörler şöyle sıralanabilir:

1. Makinenin yapım-montaj veya uygulama hataları sonucu oluşan duraklamalar,

Çizelge 1. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli çift kalkanlı TBM'in genel teknik özellikleri

TBM Tipi: Çift Kalkanlı
Kazı Çapı: 4305 mm
Maksimum İlerleme Hızı: 130 mm/dk
Minimum Yatay Kurp Çapı: 250 m
Maksimum Eğim: 0,12%
Kesici Disk Sayısı: 28 adet
Disk Keski Çapı ve Tipi: 17 inç (432 mm), Wedgelock™
Disk Kapasitesi: 27 ton
Fazla Kazı Kapasitesi: 50 / 80 mm
Fazla Kazı Ayarlaması: Kesici ayarlaması ve büyük boy kesici disk
Ana İtme Silindiri Sayısı: 8 adet
Yardımcı İtme Silindiri Sayısı: 11 adet
Maksimum Ana İtme Kuvveti: 1800 ton (keski yüküne göre 756 ton)
İtme Silindiri Stroğu: 1400 mm
Kesici Kafa Tipi: Elektrik VFD
Kesici Kafa Dönüş Hızı: 0 to 13,5 rpm
Kesici Kafa Torku: Maksimum 1123 kNm
Kesici Kafa Fren Torku: Maks. 1685 kNm
Kesici Kafa Motor Gücü: 4 x 330 = 1320 kW
TBM Kurulu Gücü: 1870 kW
Ana Rulman: Yüksek Kapasiteli, 3 eksenli

2. Tünel zeminindeki beklenmedik değişiklikler,
3. Kaya dirençlerinde beklenmedik değişiklikler,
4. Bir önceki paragrafta anlatılan işlemlerin uygulanması sırasındaki organizasyon hataları.

TBM üreten firmanın programlanan sürede montajı bitirememesi sonucu yüklenicinin organizasyonunu ve iş programını etkilemiştir.

1. Kademe enerji tüneli 6+935,566 ve 0+317,200 km arası planlanan ve gerçekleşen aylık kazı ve destekleme işleri Çizelge 2'de özetlenmektedir. Ortalama aylık ilerleme hızlarının 2013 Ocak ayında 179 m'den 2013 Mayıs ayında 727 m'ye ulaştığı görülmektedir (Şek. 3).

2013 yılının ilk 6 ayında gerçekleşen ortalama ve maksimum günlük ilerleme hızları ile net kazı hızları Çizelge 3'de özetlenmektedir. Ortalama günlük ilerleme hızlarının 2013 Ocak ayında 5,8 m'den 2013 Mayıs ayında 23,5 m'ye ulaştığı

görülmektedir (Şekil 4). Ortalama net kazı hızlarının (sadece kazı yapılan süre içindeki ilerleme hızı, duraklamalar hariç) ise 1,2734 ile 2,5590 m/saat arasında değiştiği görülmektedir.

Tünel yapımı esnasında karşılaşılan çeşitli duraklama nedenleri ve süreleri, bakım süreleri, makine kullanım süreleri ve yüzdeleri ay bazında Çizelge 4'de özetlenmektedir. Makine kullanım oranı, bir vardiya içinde kazıya ayrılan zamanın yüzdesidir, diğer zamanlarda çeşitli nedenlerle (planlı-bakım ve plansız-arıza) duraklamalar olmaktadır. Görüldüğü gibi makine kullanım oranı %35 ile %61 arasında değişmiştir, ortalama %49 olmuştur. Planlı duraklamaların (bakım) oranı %18,6 ve dolayısı ile plansız duraklamaların oranı %32,4 olmuştur.

Ocak 2013'de seçilen trafo sistemi ile TBM in kullandığı güç arasındaki uyumsuzlukların olduğu görülmüş ve revizyona gidilmiştir.

Şubat 2013'de segment vinci arızaları nedeniyle revizyona gidilmiştir. Erektör ve PLC ayarları zaman kaybına neden olmuştur.

Mart 2013 ayı sonunda karstik boşluklu ve killi yapıların kazı aynasında görülmeye başlaması kazı ve destekleme işlerinin yapımını zorlaştırmış, kafa temizliği-bakım zamanlarının artmasına neden olmuştur.

Nisan 2013 ayında Kaliforniya makası montajı yapılmıştır. Enjeksiyon işlemleri (pea gravel+mortar+kontakt) kazı hızına uyum sağlaması için ek önlemler alınıp kontakt enjeksiyonunun yapılabilmesi için ek iki adet gentry sisteme ilave edilmiştir.

Mayıs 2013 ayında ideale yakın bir kazı ve destekleme hızı yakalanmıştır. Kesici değişimleri ve erektör arızaları mayıs ayının zaman kayıplarını oluşturmuştur. Bakımın gün içerisindeki saatleri değiştirilmiştir.

Haziran 2013 ayı içerisinde Kaliforniya makasının yeri değiştirilip TBM e yaklaştırılmıştır. Ayrıca formasyon içindeki killi malzemenin çoğalması nedeniyle kafanın kil ile sıvanması temizlik için gerekli olan zamanın artmasına neden olmuştur. Kesicilerin killi formasyondan sert formasyona geçişleri esnasında kırılmalar yaşanmıştır. Kesici kafada kullanılan su-

köpük püskürtme sistemi killerin sıvanması nedeniyle sık sık tıkanmış ve çalışmalarda büyük zaman kayıplarına neden olmuştur. Tünel boyunun uzamasına bağlı olarak oluşan arızaların giderilmesi için lojistik destek sağlamak zaman almaktadır.

Çizelge 5 ve Şekil 5'de planlanan ve gerçekleşen kazı işleri özetlenmektedir.

4 SONUÇLAR

01.07.2013 tarihine kadar yapılan çalışmalar sonucunda:

* 6.618,366 m tünelin 2.973,326 m'si (%44,925'inin) kazısı yapılmıştır. Kalan 3.645,040 m'dir.

* Maksimum kazı ve destekleme: 36,356 m/gün (08.06.2013)'dür.

* Ortalama kazı ve destekleme: 12,038 m/gün (27.10.2012 – 01.07.2013 arası)'dir.

* TBM parçalarının zamanında şantiye ulaşamaması ve montajının zamanında tamamlanamaması yüzünden 03.08.2012 tarihinde başlaması planlanan kazı ve destekleme çalışmaları ancak 27.10.2012 tarihinde başlayabilmiştir (Şek. 5).

60 gün içerisinde 1.000 metrelik kazı ve desteklemenin tamamlanması planlanmış olmasına rağmen;

* Montaj problemlerinin sürmesi, PLC ayarlarının oturmaması, TBM için gerekli enerjinin iletimi esnasındaki sıkıntılar,

* Çalışılan şantiyenin coğrafik – beşeri koşulları nedeniyle vasıflı eleman sıkıntısı,

gibi nedenler ile TBM'in istenilen hıza ulaşması oldukça gecikmiştir. Mart ayından itibaren çalışma veriminde artış olmaya başlamıştır.

01.01.2013 – 01.07.2013 arasındaki 4.344 saatlik sürenin 2.127 saatinde (%49) kazı ve destekleme çalışmaları yapılırken, 2.217 saat (%51)'lik bir sürede ise imalat çalışmaları sürdürülebilmiştir.

01.07.2013 – 16.11.2013 tarihleri arasında kazı ve desteklemenin tamamlanabilmesi için minimum kazı ve destekleme hızının 26,223 m/gün olması gerekmektedir (Çiz. 5). Şu ana kadarki çalışmalar göz önüne alınarak istenilen hızın elde edilebilmesi için özellikle

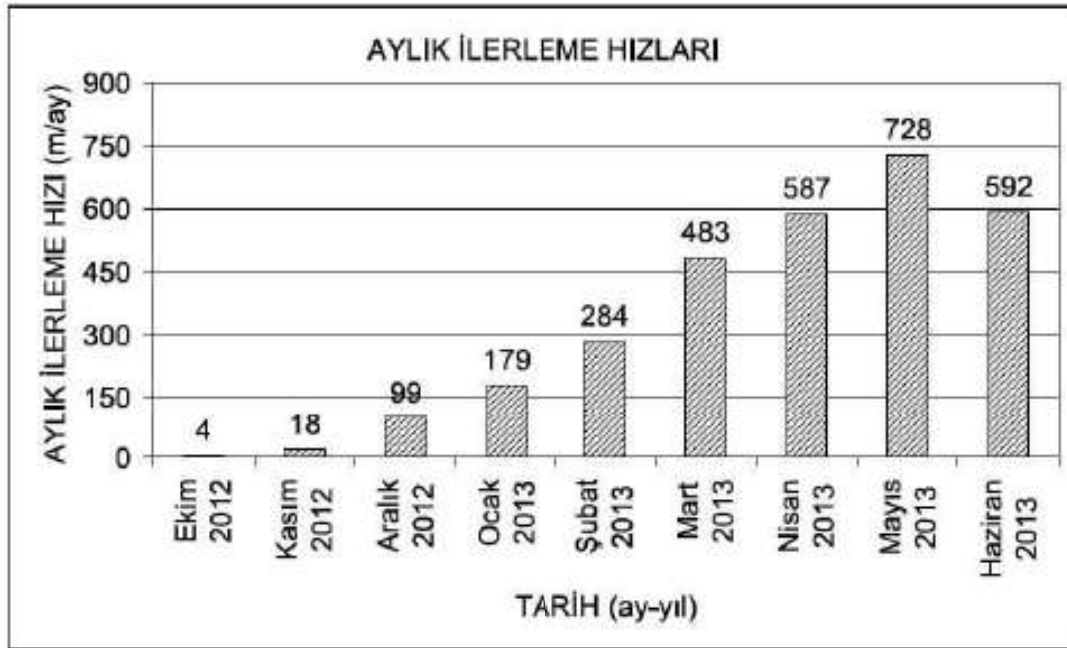
geçilecek formasyon şartlarında kazı ve desteklemelerin aralıksız olarak sürdürülmesi gerekmektedir.

Çalışmalar esnasında, lojistik destek ünitelerinin, enjeksiyon sistemlerinin pe-

gravel sağlayıcı sistemin, segmentlerin nakli ve yerleştirilmesini sağlayan erektör ve vincin revizyonlar yapılarak verimleri artırılmıştır.

Çizelge 2. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli 6+935,566 ve 0+317,200 km arası planlanan ve gerçekleşen aylık kazı ve destekleme işleri

TARİH	Tünel Kazısı		Segment Montajı		Kontak Enjeksiyonu	
	Planlanan (m)	Gerçekleşen (m)	Planlanan (adet)	Gerçekleşen (adet)	Planlanan (m ³)	Gerçekleşen (m ³)
Ekim 2012	3,731	3,731	0	0	0,000	0,000
Kasım 2012	18,401	18,401	6	6	0,000	0,000
Aralık 2012	280,800	98,718	208	75	162,000	0,000
Ocak 2013	380,700	179,046	282	131	380,700	87,750
Şubat 2013	459,000	283,560	340	211	459,000	0,000
Mart 2013	560,250	483,010	415	356	560,250	0,000
Nisan 2013	600,750	586,900	445	434	600,750	210,400
Mayıs 2013	626,400	727,560	464	538	626,400	306,800
Haziran 2013	608,850	592,400	451	439	608,850	571,050
Temmuz 2013	696,600		516		696,600	
Ağustos 2013	687,150		509		687,150	
Eylül 2013	619,650		459		619,650	
Ekim 2013	598,050		443		598,050	
Kasım 2013	478,034		347		527,850	
Aralık 2013	0,000		0		91,116	
TOPLAM	6.618,366	2.973,326	4.885	2.190	6.618,366	1.176,000
FİZİKİ GERÇEKLEŞME (%)	100%	44,8%	100%	43,9%	100%	17,5%



Şekil 3. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli gerçekleşen aylık ilerleme hızları

Çizelge 3. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli ay bazında gerçekleşen ortalama net kazı hızları, günlük ilerleme hızları ve maksimum günlük ilerleme hızları

Ay	Ocak 2013	Şubat 2013	Mart 2013	Nisan 2013	Mayıs 2013	Haziran 2013
Ort. Net Kazı Hızı (m/h)	1,2734	1,8206	2,2466	2,4177	2,5551	2,5590
Ort. Net Kazı+Tahkimat Hızı (m/h)	0,6827	1,0751	1,3125	1,4100	1,5912	1,6490
Ort. İlerleme (m/gün)	5,776	10,127	15,581	19,563	23,480	19,223
Maks. İlerleme (m/gün)	13,419	20,262	24,350	33,780	32,660	36,356



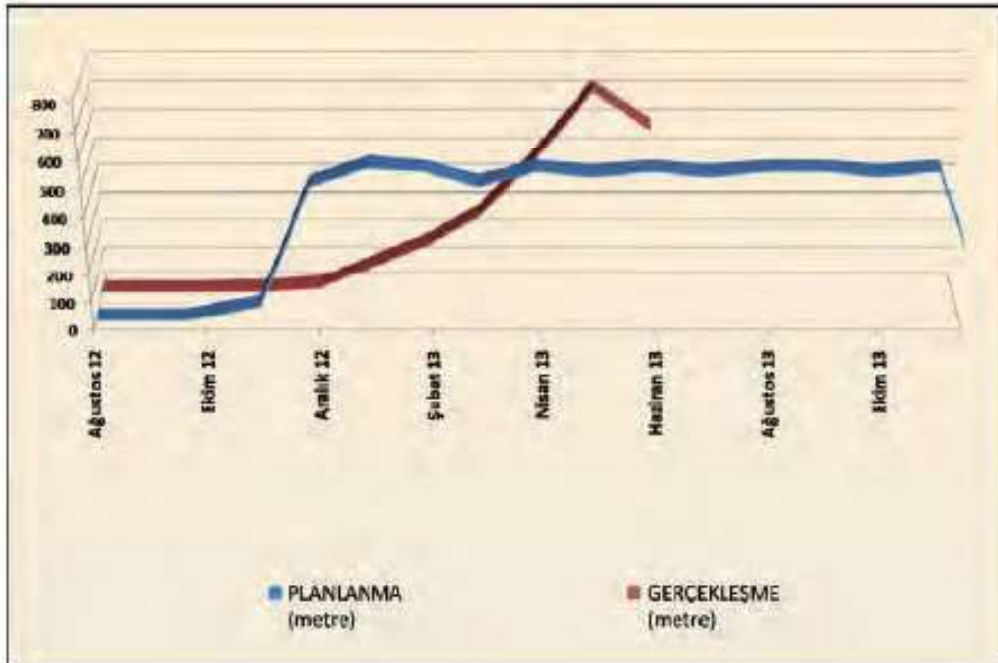
Şekil 4. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli ay bazında gerçekleşen ortalama günlük ilerleme hızları

Çizelge 4. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli ay bazında duraklama nedenleri ve süreleri, bakım süreleri, makine kullanım süreleri ve yüzdeleri

DURAKLAMA NEDENLERİ	TARİH (2013 YILI AYLARI)						TOPLAM	ORAN (%)
	OCAK	SUBAT	MART	NİSAN	MAYIS	HAZİRAN		
Erektör	54,50	16,25	17,00	6,25	12,25	26,25	132,50	3,0%
Feeder + Diğer	23,25	5,00	6,00	7,50	14,75	28,25	84,75	1,9%
Keski Değişimi	21,50	0,00	28,75	5,00	10,25	19,25	84,75	1,9%
PLC	9,00	13,75	2,75	32,25	0,75	1,00	59,50	1,4%
TBM Sağ Denge Kolu	0,00	0,00	57,00	0,00	0,00	0,00	57,00	1,3%
Enjeksiyon (Pea-Gravel+Mortar)	20,25	3,00	5,25	10,25	2,25	3,25	44,25	1,0%
Sol Denge Kolu Değişimi	0,00	0,00	0,00	42,50	0,00	0,00	42,50	1,0%
Kaliforniya Makası Montajı	0,00	0,00	0,00	16,50	0,00	26,00	42,50	1,0%
Segment Vinci	0,00	21,50	9,75	1,25	3,25	0,00	35,75	0,8%
Soğutma Suyu + Yağlama Sist.	17,25	8,75	5,00	0,00	0,00	0,00	31,00	0,7%
Yük Katarı	0,00	1,00	11,75	5,50	7,00	2,50	27,75	0,6%
Transförlü Kuvveydüü	11,25	6,75	4,50	0,50	0,00	0,50	23,50	0,5%
Havalandırma	2,00	6,75	2,50	1,50	4,00	5,50	22,25	0,5%
CH Yağlama / Basınç Arızaları	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,50	3,50	0,1%
Elektrik Kesintisi	19,50	22,75	8,25	19,00	28,00	9,50	107,00	2,5%
Formasyon Şartları	0,00	3,50	3,50	0,00	1,50	35,75	44,25	1,0%
Tatil+Diğer	120,00	120,00	72,00	38,50	48,00	72,00	470,50	10,8%
Ölçme Sistemi	47,75	19,00	6,50	8,50	17,50	9,50	108,75	2,5%
BAKIM (saat)	135,00	160,25	135,50	123,25	136,75	119,75	810,50	18,6%
TOPLAM DURAKLAMA (saat)	481,25	408,25	376,00	318,25	286,25	362,50	2232,50	51%
TOPLAM KAZI+TAHKİMAT (saat)	262,50	263,75	368,75	416,25	457,25	359,25	2127,75	49%
TOPLAM VARDİYA SÜRESİ (saat)	743,75	672,00	744,75	734,50	743,50	721,75	4360,25	100%
MAKİNE KULLANIM ORANI (%)	35%	39%	50%	57%	61%	50%	49%	

Çizelge 5. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli; Ocak – Temmuz 2013 de TBM ile gerçekleştirilen imalatların durumlarına bağlı olarak yapılması gereken kazı ve destekleme çalışmaları

H/G	KAZI	BİRİM	OCAK	ŞUBAT	MART	NİSAN	MAYIS	HAZİRAN	TEMMUZ
HEDEF	Kazı Miktarı	m	380,700	612,164	716,782	724,170	769,575	752,25	812,913
		%	5,752	9,249	10,830	10,942	11,628	11,366	12,283
	Ort.	m/gün	12,281	21,863	23,122	24,139	24,825	25,074	26,223
GERÇEKLEŞME	Kazı Miktarı	m	179,046	283,560	483,010	586,900	727,560	592,400	
		%	2,705	4,284	7,298	8,868	10,993	8,951	
	Ort.	m/gün	5,776	10,127	15,581	19,563	23,480	19,223	
	Max.	m/gün	13,419	20,262	24,350	33,780	32,660	36,356	



Şekil 5. Yamanlı II HES Projesi 1. Kademe Enerji Tüneli hedef ve gerçekleştirmeleri

Kazılabilirlik İndeksi Kullanılarak Tünel Açma Makinası (TBM) Performans Parametrelerinin Belirlenmesi

Analysis of the TBM Performance Parameters Using Boreability Index

Cemal Balcı, Ramazan Çomaklı, Can Polat, Faraz Shoaee Sarbangholi
İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İstanbul

ÖZET Performans tahmini ve tünel açma makinelerinin (TBM) performans parametrelerinin belirlenmesi, mekanize kazı projelerinin ön projelendirme aşamasında kullanılan kritik parametreler olduğundan tünelcilik endüstrisi için çok önemlidir. Bu bildiri İstanbul'da yapılan iki farklı uygulama, detaylı arazi ve laboratuvar çalışmalarıyla analiz edilmiştir. Tünel açma makineleri (TBM) için performans parametreleri (baskı kuvveti, tork ve spesifik enerji değerleri) tünel kazısı boyunca toplanmış, TBM'lerin tünellerin kazısındaki performans sonuçları özetlenmiştir. Nokta yük dayanımı deneyleri tünel kazıları sırasında araziden alınan kaya numuneleri üzerinde İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü kazı teknolojileri laboratuvarında yapılmış ve tek eksenli basınç dayanımı değerleri nokta yük dayanımı deney sonuçlarından elde edilmiştir.

Yapılan bu çalışmada laboratuvar deney sonuçları ve TBM arazi verileri birlikte değerlendirilmiş ve Gong ve diğ. (2006), tarafından önerilen spesifik kaya kütle kazılabilirlik indeksi değerinin kaya kütle özelliklerinin iyi bir göstergesi olduğu ve Türkiye'de kaya kütle kazılabilirliğinin tünel açma makinalarının değerlendirilmesinde kullanılabileceği sonucu elde edilmiştir.

ABSTRACT Performance prediction and the determination of some design parameters of TBMs are becoming very crucial for tunneling industry since they are critical elements in the pre-planning of a mechanical excavation project. In this paper three case studies are analyzed with a detailed field and laboratory studies concerning in Istanbul. The performance parameters of the tunnel boring machines (Cutter forces, i.e., thrust force, rolling force, and specific energy values) are also collected during the excavation of the tunnels. Tunnel boring machine's performance results of the tunnels are summarized. Field data are collected carefully in order to compare TBM operational parameters such as field thrust, torque, net cutting rate, specific energy and boreability index. Point Load Strength and Shore Hardness tests were carried out at the rock excavation laboratories of the ITU Mining Engineering Department on the rock samples collected during the excavation of the tunnels. Uniaxial compressive strength was determined by Point Load Strength.

It is shown in this paper that the boreability index at penetration 1 mm/rev., defined by Gong et al. (2007) as specific rock mass boreability index (SRMBI) is a good indicator of the rock mass properties and may be used to evaluate the rock mass boreability for TBM in Turkey.

1 GİRİŞ

Tünel açma makinaları (TBM) projelerinin doğru şekilde planlanabilmesi için kayacın kazılabilirliğinin araştırılıp yorumlanması gerekmektedir. Howarth (1987) kazılabilirliği, kaya kütlesi içerisinde mekanize kazı makinasının ilerleme miktarının tahmin edilmesi olarak açıklamaktadır. Yine başka bir tanımlamada kazılabilirlik, uygulanan bir itme kuvveti altında belirli sayıda ve tipteki keskinlerin kayaç özelliklerine bağlı olarak ilerleme miktarı olarak tanımlanmaktadır (US Commission on Engineering and Technical Systems, 1984). Kazılabilirlik konusunda Gong ve diğ. (2006) tarafından önerilen kaya kütle kazılabilirlik indeksinin, kaya kütlesinin kazılabilirliğinin yorumlanması konusunda Balcı (2009) tarafından bir çalışma yapılmış ve kaya kütle kazılabilirlik indeksinin güvenli bir parametre olduğu ortaya konulmuştur.

Bu çalışmada Gong ve diğ. (2006), tarafından önerilen spesifik kaya kütle kazılabilirlik indeksi değerleri kullanılarak iki farklı projede kullanılan TBM'lerin performansları analiz edilmiştir.

2 TUNEL PROJELERİNİN TANITILMASI

2.1 Projelerde Kullanılan TBM'ler ve Özellikleri

Ayazağa-Çayırbaşı su nakliye tüneli, İstanbul Büyükşehir Belediyesi (İSKİ) tarafından Kağıthane vadisine temiz su tedarik edilmesi amacıyla yapılmıştır. Tünel inşaatı Depar inşaat şirketi tarafından yapılmış olup 4,750 m uzunluğunda ve 2,2 m çapında tünel açılmıştır. İnşaat sırasında kalkanlı sert kaya TBM'i kullanılmıştır. Şekil 1'de bu TBM gösterilmiştir.

Kadıköy - Kozyatağı tüneli 17 Ağustos 2012'de kullanıma açılmıştır. Bu tünel 21,7 km uzunluğunda ve toplam 16 istasyondan oluşmaktadır. Tünelin açılması işlemlerinde Kadıköy-Kozyatağı ve Kartal-Kaynarca arasında iki adet pasa basınçlı (EPB) TBM kullanılmıştır. İki projede kullanılan

TBM'lerin özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir



Şekil 1. Ayazağa tüneline kullanılan TBM'in genel görünüşü (Balcı ve Özyayın, 2012).

Çizelge 1. Projelerde kullanılan TBM'lerin özellikleri (Balcı ve Özyayın, 2012)

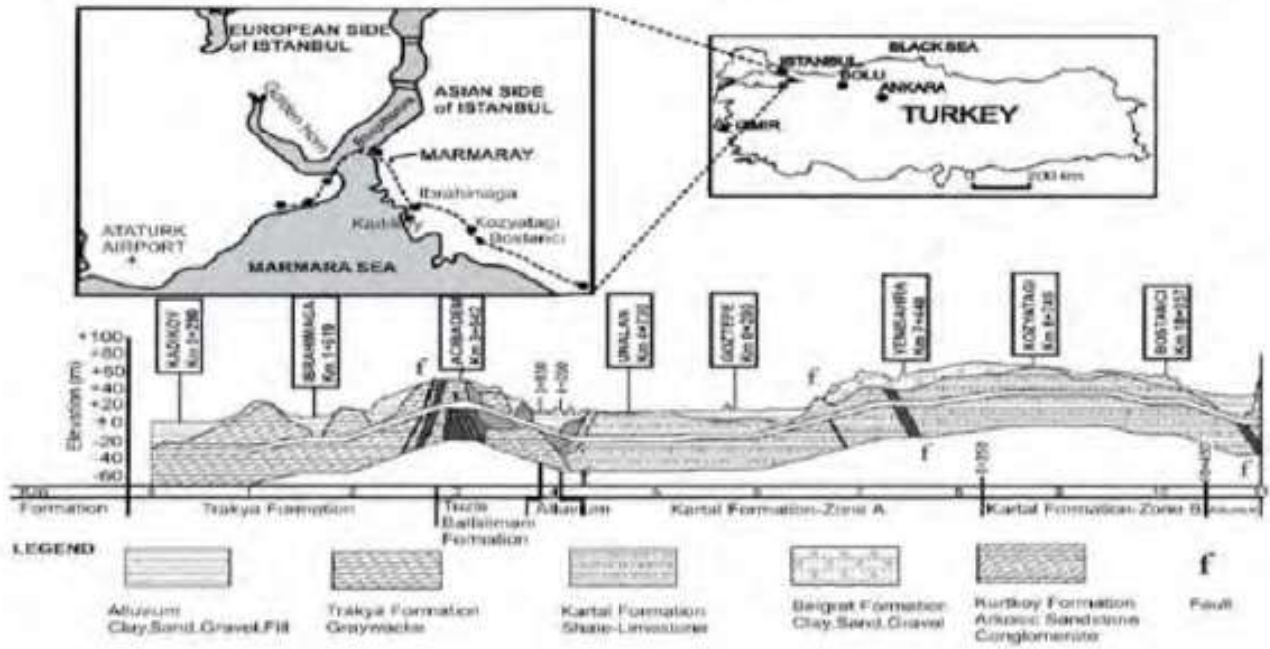
	Ayazağa Tüneli	Kadıköy-Kozyatağı Tüneli
Kesici kafa çapı (m)	3,115	6,57
Kesme Gücü (kW)	2 x 250	1260
Keski Sayısı	21	38
Maksimum Tork (kNm)	1.400	5.200
Maksimum Baskı Kuvveti (kN)	1.100	42.575
Kesici kafa dönme aralığı (rpm)	0-10	1.6 – 5.5

3 TUNELLERİN JEOLJİLERİ

Ayazağa tünelineki kaya formasyonu, genel olarak Trakya formasyonu olarak bilinen ve kumtaşı, çamurtaşı ve andezit ve dasit dayklar gibi sedimanter kaya içerisinde bulunan magmatik kayalardan oluşmaktadır (Anadolu, 2006).

Kadıköy-Kartal metro tüneline Kozyatağı Kadıköy arasındaki kazı işlemleri TBM'lerin performans parametreleri açısından değerlendirilmiştir. Değerlendirilen bu kazı hattı; Trakya, Tuzla-Baltalimanı ve Kartal formasyonlarından geçmektedir.

Ayrıca kazı hattında Alüvyonlar ve fay hatları da bulunmaktadır. Kozyatağı - Kadıköy kazı hattının geçeceği jeolojik yapıların durumunu gösterir kesit Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Kadıköy Kartal Metro tüneli güzergâhı (Balcı, 2009)

Kozyatağı – Kartal metro hattının geçtiği formasyon oldukça kırıklı-çatlaklı olmakla birlikte, sedimanter kayalar içerisinde aniden oluşan andezit ve dasit dayklar gibi mağmatik kayalarda formasyon içerisinde yer almaktadır. Bu daykların kalınlığı 10-20 cm'den 10-11 m'ye kadar değişmektedir (Özgörüş ve Okay, 2005).

Ayazağa – Çayırbaşı tüneline alınan örnekler üzerinde yapılan nokta yük dayanımı testi sonuçlarından hesaplanan tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin 30 - 250 MPa arasında, Kadıköy – Kozyatağı tüneline alınan numuneler üzerinde yapılan tek eksenli basınç dayanımı testi sonucunda ise tek eksenli basınç dayanımı değerlerinin 30 – 65 MPa arasında değiştiği gözlemlenmiştir.

4 TBM PERFORMANS PARAMETRELERİNİN HESAPLANMASI

Tünel kazıları sırasında düzenli olarak müteahhit firma yetkilileri tarafından TBM'lerin kazı performans verileri kayıt altına alınmıştır. Bu çalışma için alınan verilerin tümü TBM açık modda çalıştığı sırada kaydedilen verilerden oluşmaktadır.

Kesici kafanın her bir dönüşteki ilerleme miktarı, dönme hızı, tork, ilerleme miktarı ve itme kuvveti gibi TBM performans parametreleri makine üzerindeki veri kayıt sistemi tarafından kaydedilmiş ve bu veriler analiz edilmiştir. Elde edilen bu veriler Çizelge 2 ve 3'de verilmiştir. Çizelge 2 ve 3'deki veriler her bir ilerleme değeri için verilerin ortalaması alınarak elde edilmiştir.

Elde edilen bu veriler değerlendirilerek, Kazılabilirlik indeksi değeri bir disk üzerine düşen arazi itme kuvveti (kN/disk) değerinin kesici kafanın bir dönüşteki ilerleme miktarına (mm/dev) oranı olarak hesaplanmıştır. Kazı için harcanan güç Eşitlik -1'den, arazi net kazı miktarı (ICR) ise ilerleme miktarı ve tünel kazı aralığının alanı kullanılarak hesaplanmıştır. Spesifik enerji (SF) değeri net arazi kazı miktarı (ICR) ve kazı için harcanan güce bağlı olarak hesaplanmış olup, enerji transfer katsayısı (k) 0.85 olarak ele alınmıştır (Balcı, 2009; Bilgin ve diğ. 2007).

Çizelge 2. Ayazağa su tüneli TBM arazi verileri (Balcı, 2012)

Ring No	FT (kN)	Tork (kNm)	Kesme derinliği (mm/dev)	SRMBI (kN/keski/mm/dev)	Güç (kW)	ICR (m ³ /h)	SE (kWh/m ³)
901	2450	210	4,6	25,4	131,9	12,6	10,5
902	2156	180	5,4	19,0	113,1	14,9	7,6
949	1960	210	6,3	14,8	131,9	17,1	7,7
950	1960	210	6,3	14,8	131,9	17,1	7,7
951	1960	210	6,3	14,8	131,9	17,1	7,7
970	1960	260	7,5	12,4	136,1	17,1	7,9
971	2352	290	5,4	20,7	182,2	14,9	12,3
972	1960	260	5,4	17,3	163,4	14,9	11,0
1018	2156	240	6,3	16,3	150,8	17,1	8,8
1019	2156	240	6,3	16,3	150,8	17,1	8,8
1058	1568	180	3,8	19,6	113,1	10,3	11,0
1059	1568	180	3,8	19,6	113,1	10,3	11,0
1117	2548	220	4,6	26,4	138,2	12,6	11,0
1118	2352	220	5,4	20,7	138,2	14,9	9,3
1119	2352	220	5,4	20,7	138,2	14,9	9,3

*SRMBI: Spesifik kaya kütlesi kazılabilirlik indeksi; ICR: Net kazı miktarı; SE: Spesifik Enerji.

Çizelge 3. Kadıköy- Kartal tüneli TBM arazi verileri (Balcı, 2009)

Ring No	FT (kN/disk)	Tork (kNm)	Kesme derinliği (mm/dev)	SRMBI (kN/keski/mm/dev)	Güç (kW)	ICR (m ³ /h)	SE (kWh/m ³)
1	200,7	1500	4	50,18	392,70	20,34	19,31
2	110,1	1800	6	18,35	546,64	35,39	15,44
12	174,1	1800	7	24,87	490,09	37,02	13,24
24	158,5	1900	8	19,81	537,21	43,94	12,23
42	143,1	1900	9	15,90	537,21	49,43	10,87
53	139,4	2100	10	13,94	593,76	54,92	10,81
75	141,5	2000	11	12,86	565,49	60,41	9,36
59	131,8	2100	12	10,98	593,76	65,90	9,01
81	142,5	2200	13	10,96	622,04	71,40	8,71
61	122,3	2000	14	8,74	565,49	76,89	7,35
57	135,4	2000	15	9,03	544,54	79,33	6,86
33	135	2000	16	8,44	523,60	81,36	6,44
17	121,9	2000	17	7,17	481,71	79,53	6,06
12	163,3	1200	18	9,07	238,76	69,57	3,43
10	126,6	1500	19	6,66	298,45	73,43	4,06
8	167,3	1600	20	8,37	318,35	77,30	4,12
10	161,4	1400	21	7,69	249,23	72,62	3,43
3	105,8	1100	22	4,81	184,31	71,60	2,57
9	136,9	1200	23	5,95	201,06	74,85	2,69
4	156,2	1400	14	11,16	234,57	45,56	5,15
5	157,1	1300	25	6,28	204,20	76,28	2,68

*SRMBI: Spesifik kaya kütlesi kazılabilirlik indeksi; ICR: Net kazı miktarı; SE: Spesifik Enerji.

4.1 TBM İtme Kuvvetinin Hesaplanması

TBM toplam itme kuvveti Eşitlik 1 kullanılarak hesaplanabilmektedir, bu Eşitlikte bir bar iki tona eşittir (Herrenknecht, 2009):

$$FT = P_T \cdot 200 / 100 \times 9.8 \quad (1)$$

Burada;

FT: Bir disk üzerine gelen ortalama itme kuvveti (kN/disk)

P_T: İtme silindiri basıncı (Bar)

4.2 Kesici Kafa Tork ve Gücünün Hesaplanması

Eşitlik 2 ve Eşitlik 3'teki bağıntılar kesici kafa torku (T) ve gücünün (P) hesaplanmasında kullanılmaktadır (Herrenknecht, 2009):

$$T = \frac{2.62 \times P_{CH} + 0.27 \cdot L}{1000} \quad (2)$$

$$P = 2\pi \frac{RPM}{60} T \quad (3)$$

Burada;

T : Kesici kafa torku (kNm)

P_{CH} : Kesici kafa basıncı (Bar)

P : Kesme gücü (kW)

RPM : Bir dakikadaki kesici kafa dönme hızı

4.3 Net Kazı Miktarının ve Spesifik Enerjinin Hesaplanması

Yapılan bu çalışmada net kazı hızı, kesici kafanın optimum ilerleme miktarı ve bir dakikadaki dönme miktarı parametreleri kullanılarak hesaplanmıştır (Eşitlik - 4). Spesifik enerji değerinin belirlenmesinde ise Eşitlik - 5 kullanılmıştır.

$$ICR = S_p \times A \quad (4)$$

$$SE = \frac{P}{ICR} \quad (5)$$

Burada;

ICR : Net kazı miktarı (m³/h)

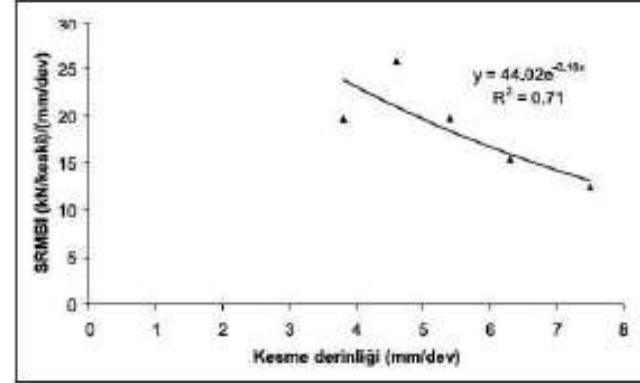
SE : Spesifik enerji (kWh/m³)

S_p : Piston hızı (mm/min)

A : Tünel kazı arını alanı (m²)

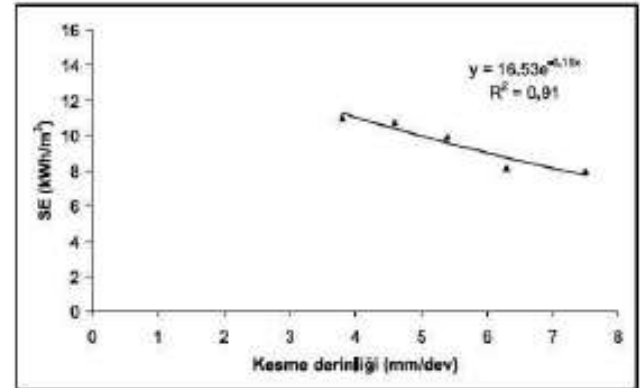
P : Güç (kW)

Şekil 3-6'da bu tüneller için yapılan karşılaştırmalar verilmiştir. Şekil - 3'te Ayazağa tüneli için spesifik kaya kütlesi kazılabilirlik indeksi ile kesme derinliği arasındaki ilişki verilmiş olup kesme derinliğinin arttıkça spesifik kaya kütlesi kazılabilirlik indeksinin azaldığı görülmektedir.



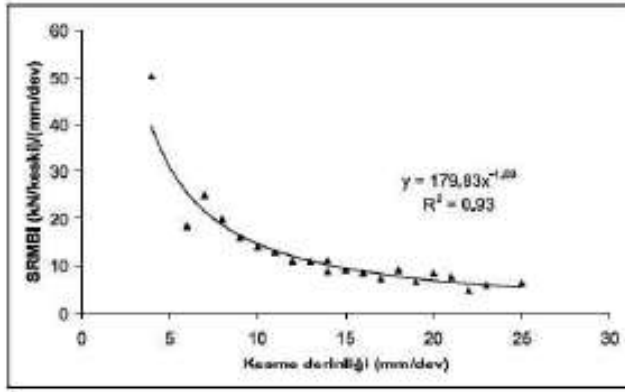
Şekil 3. Ayazağa tüneline ait kesme derinliği ile SRMBI arasındaki ilişki

Ayazağa tüneli için Şekil -4'te görüldüğü gibi kesme derinliğine bağlı olarak spesifik enerji değerinin değişimi karşılaştırılıp kesme derinliği arttıkça spesifik enerji değerinin azaldığı görülmektedir.

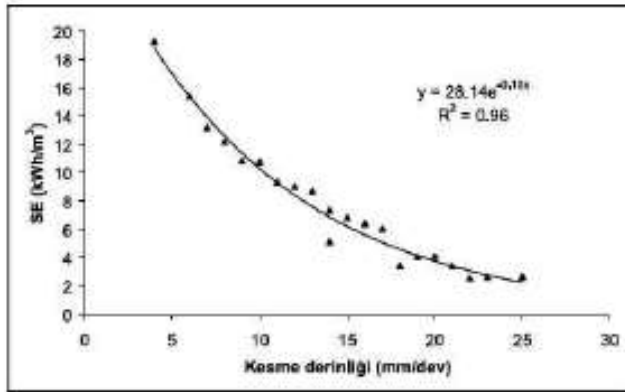


Şekil 4. Ayazağa tüneline ait kesme derinliği ile spesifik enerji arasındaki ilişki

Kadıköy - Kozyatağı tüneli için de yine kesme derinliğine bağlı olarak spesifik kaya kütle kazılabilirlik indeksi ve spesifik enerji değerlerinin değişimi karşılaştırılmıştır. Şekil 5'te kesme derinliği arttıkça kaya kütle kazılabilirlik indeksinin azaldığı ve Şekil - 6'da kesme derinliği arttıkça spesifik enerjinin azaldığı görülmektedir.



Şekil 5. Kadıköy - Kozyatağı tünelineki kesme derinliği ve SRMBI arasındaki ilişki



Şekil 6. Kadıköy - Kozyatağı tünelineki kesme derinliği ile spesifik enerji arasındaki ilişki

5 SONUÇLAR

Yapılan bu çalışmada Ayazağa su tüneli ve daha kırıklı-çatlaklı bir formasyonda açılan Kadıköy-Kozyatağı metro çalışmaları arazi verileri Gong ve diğ. (2007) tarafından geliştirilen kazılabilirlik indeksi kullanılarak değerlendirilmiştir.

Sonuç olarak kazılabilirlik indeksinin kaya kütle özelliklerinin iyi bir göstergesi olduğu ve kaya kazılabilirliğinin değerlendirilmesinde kullanılabileceği ortaya çıkmıştır.

6 KAYNAKLAR

- Anadolu Yerbilimleri Ltd., 2006. Geological and geotechnical report for Cayirbasi Ayazaga Tunnel project, 148.
- Balci, C., 2009. Correlation of rock cutting tests with field performance of a TBM in a highly fractured rock formation: A case study in

- Kozyatağı-Kadikoy Metro Tunnel, Turkey, *Tunn. Undergr. Space Techn.*, Vol. 4, No. 24, 423-435.
- Balci, C., 2012. Analysis of the tunnel boring machine (TBM) performance parameters in Ayazağa-Cayirbasi water tunnel Project (section III) in İstanbul, *Eurock 2012*.
- Bilgin, N., Copur, H., Balci, C., Tumac, D., Akgül, M., Yiiksel, A., Kahriman, A., 2007. The Determination of Some Design Parameters and Performance Prediction of Tunnel Boring Machines (TBM) Based on Rock Cutting Test in KadikoyKartal Metro Tunnels. *Proceedings of the 2nd Symposium on Underground Excavations for transportation*, 63-71.
- Commission on Engineering and Technical Systems of USA, 1984. *Geotechnical site investigation for underground projects*, vol. 1 and vol. 2, p. 182.
- Gong, Q.M., Jiao, Y.Y., Zhao, J., 2006. Numerical modelling of the effects of joint spacing on rock fragmentation by TBM cutters. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 21 (1), 46-55.
- Gong, Q.M., Zhao, J., Jiang, Y.S., 2007. In situ TBM penetration tests and rock mass boreability analysis in hard rock tunnels. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 22 (3), 303-316.
- Herrenknecht, Inc., 2009. Technical properties of TBM, User's Manual and personal communication of the technical staff of the company, İstanbul, Turkey.
- Howarth, D.F., 1987. Mechanical rock excavation—assessment of cuttability and boreability. In: *Proceedings Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, vol. 1, pp. 145-164.
- Ozgorus, Z., Okay, A.I., 2005. Orientation of the andesitic dykes in the İstanbul region: An approach to the creataceous stress distribution. *Mineral Res. Exp. Bull.* 130, 17-27.

Makro Süreksizliklerin Metro Tünellerinde Kullanılan Tünel Açma Makinesinin Performansında Etkisi

The Effect of Macro Discontinues on TBM Performance in Metro Tunnel

A.Yüksel, E. Arıoğlu

Yapı Merkezi İnşaat ve San.A.Ş., İstanbul

N. Bilgin

İTÜ Maden Fakültesi, Maden Müh. Böl., Maslak, İstanbul

ÖZET Kadıköy Kartal Metrosu'nun Kadıköy ile Kozyatağı arasında kalan toplam 12,3 km'lik ikiz hat tünellerinin açılmasında, açık modda da çalışabilen özellikte EPB TBM'ler kullanılmıştır. Geçilen kayalar, Kartal Formasyon'una ait kireçtaşı ve şeyller iyi-zayıf kaya kütle kaliteli, Trakya formasyon'una ait kilitaşı, silttaşı ve kilitaşı zayıf – çok zayıf kaya kütle kalitesine sahip olup fay ve volkanik sokulumlar ile sıklıkla kesilmiştir. Bu tünellerin kazısında, fay ve volkanik sokulumların geçilmesi sırasında toplam 11 göçük meydana gelmiş bu göçükler kazı ilerlemesinin toplam 93 gün, 4 saat süreyle duraksamasına sebep olmuştur. Bu çalışmada TBM kazı parametrelerinin izlenmesi ve yorumlanmasıyla göçük olaylarının önceden tahmin edilebilmesi incelenmiştir

ABSTRACT EPB TBMs, which are able to work in open mode, were used during the excavation works of the twin line tunnels between Kadıköy and Kozyatağı of Kadıköy-Kartal Metro Project that has a total length of 12,3 km. Excavated rocks are consist of limestone and shale -good-weak rock mass quality- belongs to Kartal Formation and siltstone and claystone -weak-very weak rock mass quality- belongs to Trakya Formation, which are cut by faults and volcanic intrusions. During the excavation, 11 collapses occurred while passing through these faults and volcanic intrusions and these collapses caused stoppages that have a total length of 93 days and 4 hours. In this study, predictability of these collapses is examined by monitoring and interpreting TBM excavation parameters.

1 GİRİŞ

Jeolojik koşullar her tünel projesinde farklıdır ve kendine özeldir. Bu nedenle TBM kazı performansı ile jeolojik koşulların oluşturduğu olumsuzlukların sistematik bir ilişkisi doğrudan kurulamamaktadır. Öte yandan fay zonu gibi makro süreksizlik yapıları jeolojik nedenlerden kaynaklanan olumsuzluk-gecikmelerin en başında gelmektedir. Proje öncesinde ve sırasında yapılan jeolojik çalışmaların yoğunluğu ve kalitesinin artmasıyla ve TBM seçimi ve tasarımının bu çalışmalardan elde edilecek verilerin ışığı altında yapılmasıyla jeolojik nedenlerden dolayı ortaya çıkacak olumsuzlukları azaltmak mümkündür. Ancak,

EPB TBM'lerde kazılan ortamı tanımlayabilmek için ayna yüzeyini gözle görmek özellikle basınçlı çalışıldığı zaman oldukça zor ve zaman alıcı olup, basınç altında çalışabilecek özel kişiler tarafından yapılabilir. Bu durum ile baş etmek için ilerleme sırasında elde edilen TBM kazı parametrelerini izlemek ve değerlendirmek uygun bir yol olarak görülmektedir (Bilgin vd., 2009). Bu çalışmada Kadıköy-Kartal Metrosu'nun Kozyatağı-Kadıköy arasındaki hat tünellerinin kazısı sırasındaki göçük olayları incelenmiş, TBM kazı parametrelerinin izlenmesi ve yorumlanmasıyla göçüklerin önceden kestirilebilmesi imkanı ele alınmıştır.

2 KADIKÖY KARTAL METROSU

2.1 Güzergah ve Proje Karakteristikleri

Kadıköy-Kartal Metro, Kadıköy ile Kartal arasında 21,6 km uzunluğunda planlanmış olup, güzergah boyunca 16 istasyon içermektedir. Proje, Kadıköy meydanında yer alan istasyon ve buna bağlı kuyruk tünelleri ile başlamakta ve Yeldeğirmeni semtinin altından ilerleyerek İbrahimağa İstasyonu'na ulaşmaktadır. Metro hattı bu istasyonda İstanbul'un Avrupa yakasını Anadolu yakasına bağlayan banliyö sistemi olan Marmaray projesi ile kesişmektedir. İbrahimağa İstasyonu'ndan sonra E-5 adıyla bilinen D-100 devlet karayolu izdüşümüne

gelen hat Acıbadem Köprüsü'nden itibaren bu karayoluna hemen hemen paralel olarak ilerlemektedir. Metro hattı üzerindeki istasyonlar, sistemin dikine yolcu transferlerinin kolayca yapılabilmesine imkan verecek şekilde E-5 karayolunu kesen kavşak noktalarında ya da yakınında planlanmıştır (Şek. 1).

Tünellerde örtü kalınlığı 8-60 m arasında değişmekte olup ortalama kalınlık 30 m civarındadır. Tünel derinliği, topoğrafyaya bağlı olmakla beraber, bir yandan metro sisteminin azami tırmanma eğimine diğer yandan da istasyon derinliğine bağlı olmaktadır.



Şekil 1. Kadıköy – Kartal Metro güzergahının yerleşimi ve istasyonlar

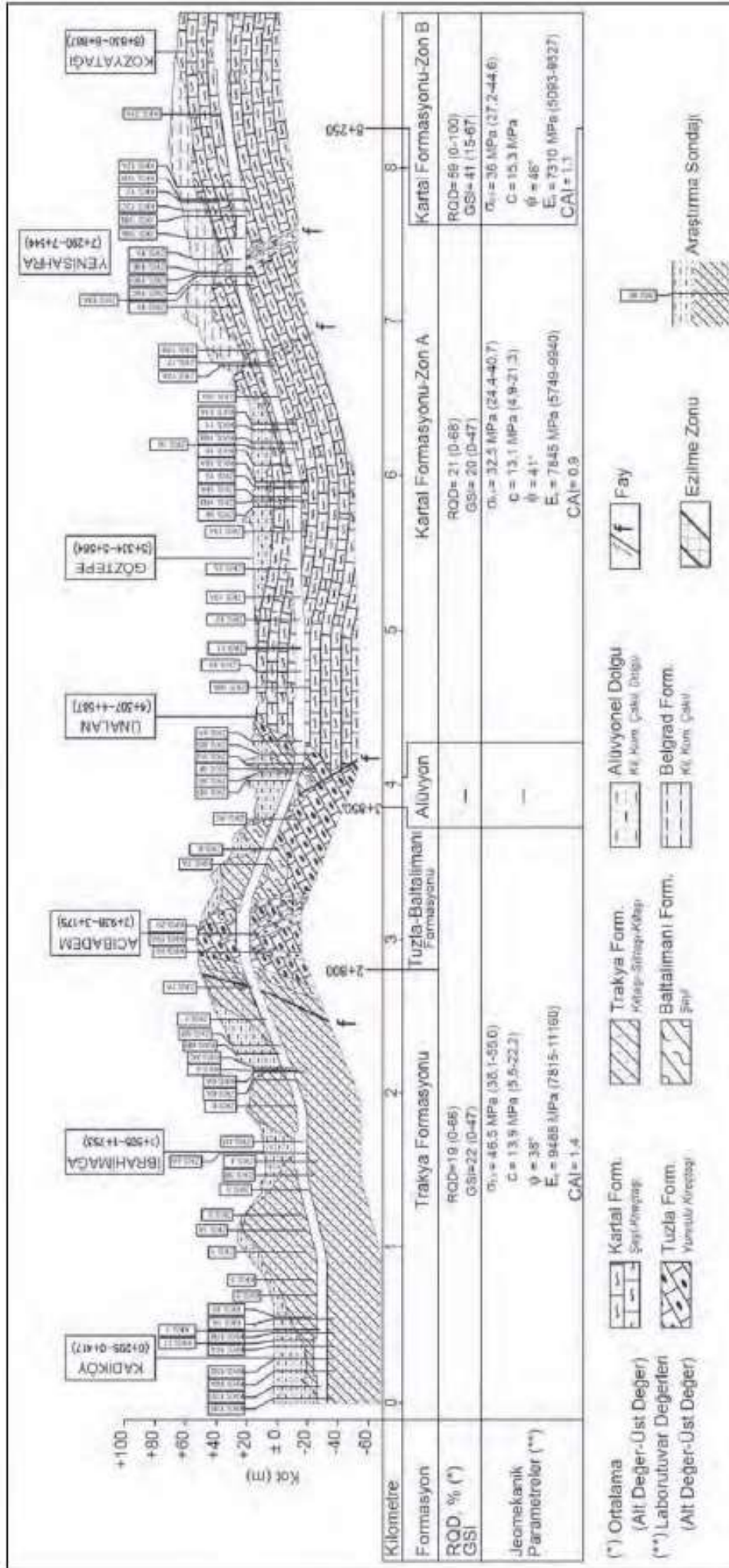
2.2 Güzergah Jeolojisi ve Formasyonların Karakteristikleri

TBM kazıları sırasında kazı sırasına göre başlıca Kartal, Baltalimanı, Tuzla ve Trakya formasyonlarından geçilmektedir. Bu formasyonlar aşağıda kısaca tanımlanmış olup, ayrıca Şekil 2'de gösterilmiştir.

Kartal Formasyonu, sarımsı kahverengi, laminalı, seyrek olarak silttaşı ve kumtaşı ara tabakalı, fosilli şeyl ve kireçtaşı seviyelerinden oluşmaktadır. Şeyl tabakalarının bulunduğu kısımlar zayıf dayanımlı, çatlaklı-çok sık çatlaklı olmasına karşın, kireçtaşı tabakalarının ağırlıkta olduğu kısımları ise daha az çatlaklı ve görece

olarak daha dayanımlıdır. Güzergahta Hasanpaşa Köprüsü (km 3+800) civarından başlamakta, Bostancı deresinde (~km 11+000) yerini arkozlardan oluşan Kurtköy formasyonuna bırakmaktadır.

Tuzla Formasyonu yumrulu kireçtaşları, çok ince tabakalı-laminallı çamurtaşları ile ardalı olarak bulunmaktadır. Baltalimanı Formasyonu olarak adlandırılan tabakalar fosfat yumrulu, çörtlü şeyllerden oluşmaktadır. Çok ince tabakalı olması nedeniyle çok kıvrımlı bir karakteristik yapı gösterir. Tuzla Formasyonu ve Baltalimanı Formasyonu güzergahta sadece Acıbadem İstasyonu çevresinde (km 2+800–km 3+300) bulunmaktadır.



Şekil 2. Kadıköy Kartal Metrostationun Kadıköy-Kozyatağı arası jeolojik profili (Yüksel, 2013)

Trakya Formasyonu, yeşilimsi, gri renkli, yer yer çakıltası ve daha çok kumtaşı-silttaşı-kiltaşı ardalı şeklinde gözlenmektedir. Orta sağlam kaya özelliğindeki Trakya Formasyonu, çoğunlukla üç veya daha fazla çatlak takımı içermektedir. Çatlak araları kil, kalsit ve yer yer kuvars dolguludur. Trakya Formasyonu Proje başlangıcı olan km 0+000 ile km 2+800 aralığında rastlanmaktadır.

Güzergahtaki alüvyonel dolgular, yüzey topoğrafyasının daha düşük kota sahip olduğu dere ve vadi yapılarının akarsu getirim malzemeleri ile doldurulması sonucu oluşmuştur. Bu formasyonlara sadece km 3+850 ile km 4+100 arasında karşılaşılmaktadır. Güzergahta geçilen formasyonların jeomekanik büyüklükleri Çizelge 1’de özetlenmiştir. Çizelge 1’den anlaşılacağı üzere Trakya Formasyonu ve Kartal Formasyonu Zon A’da karşılaşılan kayaların kaliteleri az çok birbirine benzer

nitelikte olup, “Zayıf” kaya sınıfında yer almakta, buna karşın Kartal Formasyonu Zon B “orta-iyi” kaya kütle kalitesine sahip kayadır.

Tünel güzergahında bulunan formasyonların çoğu değişik jeolojik devirlerde meydana gelen tektonik yer hareketleri sonucu ilksel konumlarını kaybetmiş, kayaların dayanım, ve tabaka kalınlığına bağlı olarak deforme olmuş, kıvrımlı ve kırıklı yapı kazanmıştır. Güzergah boyunca rastlanılan kayalarda, bu hareketlerin yönlerine bağlı olarak genellikle üç veya daha fazla çatlak sistemi gelişmiştir. Bunun yanısıra, aşırı deformasyonların kıvrımlanma ile karşılanmadığı zonlarda büyük kırıklar-faylar ve ezilme zonları meydana getirmiştir. Genellikle volkanik sokulumlarla birlikte gözlenen bu tür yapılarla güzergah boyunca sıklıkla karşılaşılmaktadır.

Çizelge 1. Geçilen formasyonlara ait jeomekanik büyüklüklerin ortalama ve değişim aralıkları (Yüksel, 2013)

Jeomekanik Büyüklük	Birim	Trakya (*) Formasyonu	Kartal Formasyonu Zon A	Kartal Formasyonu Zon B
Kaya kalite tanımı, <i>RQD</i>	%	19,2 (0-100) (**)	21 (0-100)	58 (0-100)
Jeolojik dayanım indeksi, <i>GSI</i>	-	22,3 (0-100)	20 (0-70)	41 (0-100)
Birim hacim ağırlık, γ	t/m^3	2,65 (2,06-2,76)	2,61 (2,22-2,75)	2,69 (2,35-2,85)
Porozite, <i>n</i>	%	4,85 (0,37-27,5)	4,24 (0,95-10,5)	1,01 (0,25-3,23)
Tek eksenli basınç dayanımı, σ_c	kgf/cm^2	466 (19-1553)	326 (11-945)	527 (77-1583)
Çekme dayanımı, σ_t	kgf/cm^2	64 (11-140)	48 (18-91)	77 (2,2-179)
Elastisite modülü, <i>E</i> (x1000)	kgf/cm^2	94,9 (6,7-203)	78 (12-251)	108 (45-188)
Poisson oranı, <i>v</i>	-	0,27 (0,18-0,42)	0,30 (0,18-0,38)	0,30 (0,21-0,38)
Kohezyon, <i>c</i>	kgf/cm^2	138 (40-325)	131 (43-198)	151 (54-280)
İçsel sürtünme açısı, θ	(°)	38 (27-51)	40,5 (32-45)	45 (40-54)
Cherchar aşındırıcılık indeksi, <i>CAI</i>	-	1,37 (0,5-2,5)	0,94 (0,5-2,3)	1,79 (0,5-3,5)

(*): Tuzla ve Baltalimanı Formasyonuna ait veriler az sayıda olduğundan Trakya Formasyonu ile birlikte değerlendirilmiştir.

(**): İlk değer ortalama, parantez içindeki değerler ise minimum ve maksimum değerleri ifade etmektedir.

3 TBM İLE TÜNEL AÇMA ÇALIŞMALARI

Güzergahta geçilen formasyonların kaya kütle özellikleri, fay, ezilme zonu gibi makro süreksizlik yapıları ve kayaların dayanım büyüklükleri göz önünde bulundurularak, hat tünellerinin açılmasında, kazı sırasında yer altı suyu ve zemin kayıplarının minimum düzeyde tutulmasına ve açılan tünelin ön döküm segment kaplamalar ile hemen

desteklenmesine imkan veren “Pasa Basıncı Dengelemeli Kazı Makinesi (EPB-TBM)”nin kullanılması öngörülmüştür. Ancak kesit büyüklüğü hat tünellerinden farklı olan makas ve istasyon peron tünelleri NATM metodu ile açılmıştır. Kadıköy ile Kozyatağı istasyonları arasındaki hat tünellerinin kazısına, daha elverişli işletme şartlarına sahip olması dolayısıyla Kozyatağı İstasyonu’ndan başlanmış ve Kadıköy yönüne doğru ilerlenmiştir. Bunun için hat

üzerine isabet edecek şekilde 13 m çaplı giriş şaftları açılmış, TBM makinelerinin montajı için de ~100 m uzunluğunda geleneksel (konvansiyonel) metodla montaj tüneli açılmıştır. TBM makinelerinden ilki Haziran 2007'de sahaya gelmiş ve montajı tamamlanarak sol hatta 14 Ağustos 2007'de, sağ hatta ise 18 Ekim 2007'de de kazıya başlanmıştır. Çizelge 2'de tünel açma çalışmalarının kronolojik gelişimi ve açılan tünel uzunlukları belirtilmiştir. İşletme koşullarını kolaylaştırma gayesi ile tünel hemen hemen yarı yola kadar açıldıktan sonra TBM makinesinin destek sistemleri Ünalın İstasyonu'nun hemen yakınında bulunan ve karayolunun kavşak kolu içerisindeki alanda açılmış olan S5A ve S5B şaftlarına aktarılmıştır. Böylelikle nakliye süresi kısaldığı gibi taşıma ekipmanları ve diğer destek sistemlerinden tasarruf etme yoluna gidilmiştir. Sağ hatta TBM ile 6.075,8 m kazılarak toplam 4.084 adet prekast beton segment destek ringi yerleştirilmiş, sol hatta ise 6.305 m kazılarak toplam 4.223 adet ring yerleştirilmiştir. Tünel kazıları TBM makinelerinin Kadıköy istasyonu ilerisindeki M1 makasına geldiğinde 11.06.2010 tarihinde sağ hatta, 09.07.2010 tarihinde ise sol hatta kazı işlerini tamamlamışlardır.

Çizelge 2. Kozyatağı –Kadıköy arası tünel açma çalışmaları (Yüksel, 2013)

Açıklama	Sağ Hat (Hat 1)	Sol Hat (Hat 2)
Toplam güzergah uzunluğu, m	8.072,4	7.978,4
Toplam TBM tünel uzunluğu, m	6.075,7	6.266
Toplam prekast kaplama (ring) adedi	4.084	4.223
Kazı başlangıç tarihi	18.10.2007	14.08.2007
Kazı bitim tarihi	09.07.2010	11.06.2010
Fiili kazı süresi, gün	795	875
Toplam süre, gün	995	1.032
Ortalama kazı hızı, m/gün	10,0	9,3

Tünel kazısında her iki hattaki tünelde de birbirinin aynısı olan EPB tipi TBM kullanılmıştır (Çiz. 3). Bu makineler "açık mod", "kapalı mod" ve "basınçlı mod" da

kazı yapabilecek şekilde üretilmiştir. Açık modda, kazılan malzeme kazı odasının merkezinde bulunan bir bantlı konveyörle alınmaktadır. Kapalı mod ve basınçlı modda ise bu bant sökülmemekte ve kazılan malzeme, ucu kazı odasının tabanına yerleştirilen bir burgulu konveyör ile alınmaktadır

Çizelge 3. Kullanılan EPB-TBM'in teknik özellikleri (Yüksel, 2013)

Teknik özellik	Büyükölç
Kazı çapı	6,57 m
Kalkan çapı	6,54 m
Kalkan boyu	8,23 m
TBM gövde ağırlığı	350 ton
Toplam kurulu güç	2.100 kW
Kesici kafa gücü	1.260 kW
Kesici kafa torku	5.200 kNm @ 3,1 rpm 2.912 kNm @ 5,5 rpm
Toplam itme kuvveti	42.575 kN @ 350 bar
İtme silindiri sayısı ve stroku	32 adet, 2,2 m
Disk keski sayısı	38 adet (6 adet çiftli)
Disk keski çapı ve maks. yükü	17 inch, 267 kN
Disk aralığı	90 mm
Tırnak keskesi	62 adet
Burgulu konveyör uzunluğu ve çapı	12 m, 0,7m

Tünelin desteklenmesinde 5,70 m iç çapında, 30 cm kalınlığında ve 1,50 m eninde olan 5+1 segment dizilimine sahip üniversal tipte ön döküm betonarme halka (ring) kullanılmıştır. Tünel çalışmalarında, tipik malzemelere ait gerçekleşen ortalama sarf miktarları Çizelge 4'de özetlenmiştir.

Çizelge 4. TBM kazısındaki ortalama malzeme sarfları (Dinçel vd., 2010)

Karakteristik sarfiyat	Birim	Miktar
Disk keski sarfiyatı	ad/1000 m ³	1,31
Tırnak keski sarfiyatı	ad/1000 m ³	3,87
Enjeksiyon	m ³ /m	3,00
Zemin şartlandırma katkısı	kg/m ³	1,02
Elektrik tüketimi	kWh/m ³	21,2
Akaryakıt (dizel)	lt/m ³	4,05

4 TBM KAZILARINDA MEYDANA GELEN GÖÇÜKLER VE NEDENLERİ

Kadıköy Kartal Metrosu inşaatı sırasında güzergahın Kadıköy ile Kozyatağı istasyonları arasında Platform ve Makas tünelleri dışında kalan hat tünelleri EPB tipi

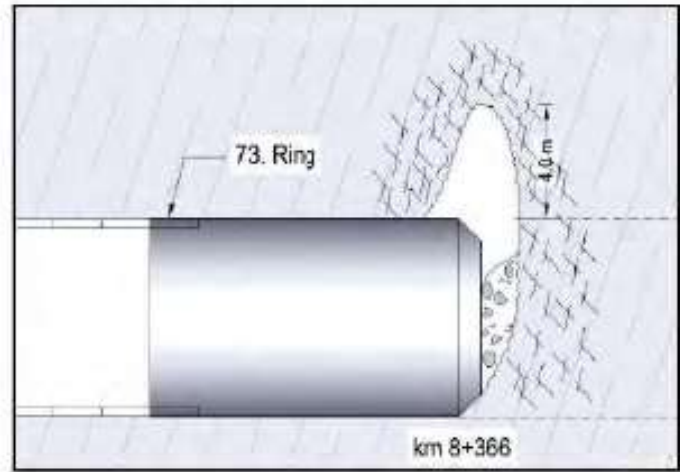
TBM kazı makineleri ile açılmıştır. Kazı işlemi Kozyatağı İstasyonu'ndan başlayarak Kadıköy yönüne doğru ilerlemiştir. İstasyonlardaki ve bazı makas tünelleri, TBM'ler bu bölgeye gelmeden önce açıldığı için bu kısımda TBM kaydırılarak ilerlemiştir. Bu kazılar sırasında geçilen fay ve ezilme zonlarında ilerlemeyi sekteye uğratan göçükler meydana gelmiştir. Bu olaylar Çizelge 5'te belirtilmiştir.

Çizelge 5. TBM kazısında meydana gelen göçükler (Yüksel, 2013)

Hat No	Ring No	Ayna km'si	Tarih	Duraklama Süresi
Hat.1	73	8+366	16.12.2007	26 gün, 18 saat
Hat.1	232	8+120	24.03.2008	7 gün, 10 saat
Hat.1	282	8+046	16.04.2008	2 gün, 1 saat
Hat.1	321	7+993	25.04.2008	6 gün, 3 saat
Hat.1	1483	5+973	15.01.2009	1 gün, 7 saat
Hat.1	2272	4+046	04.07.2009	2 gün, 17 saat
Hat.1	2731	3+356	16.10.2009	2 gün, 18 saat
Hat.1	3021	2+628	25.12.2009	24 gün, 12 saat
Hat.2	260-279	8+170	10.01.2008	14 gün, 6 saat
Hat.2	1349	6+285	12.10.2008	2 gün, 13 saat
Hat.2	1461	6+117	03.11.2008	2 gün, 19 saat

Çizelgeden anlaşılacağı üzere, TBM kazıları sırasında meydana gelen göçüklerden dolayı 1 ila 26 gün arasında değişen toplam 93 gün ve 4 saat süren duraksamalar meydana gelmiştir. Bu sürenin toplam kazı süresinin yaklaşık %10'una karşı geldiği görülmektedir. Aşağıda meydana gelen göçük olaylarına ait birkaç tipik örnek verilecektir.

Kullanılan TBM makinesi hem açık modda hem de kapalı modda kazı yapabilen bir makine olarak seçilmiştir. TBM kazılarına, başlangıçta kaya koşullarının uygun olması nedeniyle açık modda başlanmıştır. Bu kısım, Kartal Formasyonu Zon A ile ayırt edilen kısımda yer almaktadır. Ancak buna rağmen kazının ilk 100 m'lik kısmında, 73. ringde (km 8+366) göçük meydana gelmiştir. Yapılan incelemede kazı aynasının parlak yüzeyli fay-ezilme zonunda bulunduğu görülmüştür. Göçük neticesinde kazı aynası ~4 m kadar yukarıya, 1 m kadar da ileri doğru açılmıştır (Şek. 3).



Şekil 3. Hat 1- 73. ring kazısında meydana gelen göçük

Oluşan göçük boşluğu yeryüzünden 140 mm çaplı delik açılarak bentonitli enjeksiyonla doldurulmaya çalışılmıştır. Ayrıca bu işleme paralel olarak segment erektörüne monte edilen delgi ünitesi (probe drill) ile aynaya doğru delik açılmış ve yine buradan bentonitli enjeksiyon yapılmıştır. Enjeksiyon karışımının makinenin kesici kafa arkasındaki pasa odasına girmesinin önlenmesi için kesici kafadaki kazı açıklıklarının geçici olarak sac levhalarla kapatılması gerekmiştir. Ancak, bu işlem oldukça zaman alıcı olmuştur.

Göçüğün oluşma nedenleri konusunda yapılan değerlendirmede, kesme kafası üzerinde bulunan açıklıklarının büyük olduğu kanaatine varılmıştır. Şöyle ki; ezilme zonuna girilirken veya çıkılırken aynadaki iri boyutlu kaya blokları kendi kendini tutamamaktadır. Kesici kafa üzerinde bulunan açıklıklara aynadan düşen kaya bloklarının bir kısmının girmesi, dönme hareketi ile birlikte aynayı daha fazla örseleyerek sökülmeğe yol açmakta ve kesici kafa nihayetinde bloke olmaktadır. Bu durumun önlenmesi; diğer kelimelerle iri kaya bloklarının kesme açıklığına girmesinin önüne geçilmesi için kesici kafa üzerinde bulunan malzeme açıklıklarının daraltılması öngörülmüştür. Bunun sağlanması için bu açıklıklara maksimum 30 cm boyutunda parçaların geçişine izin verecek ölçüde sac plakalar kaynatılmıştır (Şek. 4).

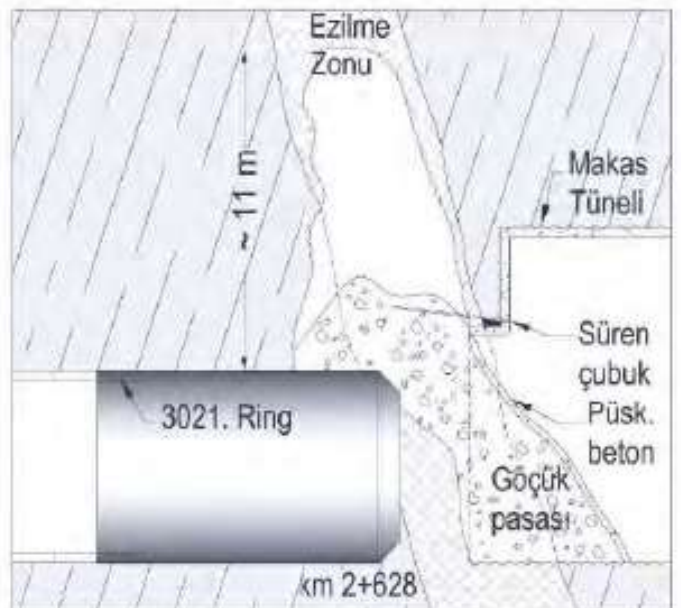


Şekil 4. Kesici kafa kazı açıklığının orijinal durumu ve sac plakalar ile daraltılması

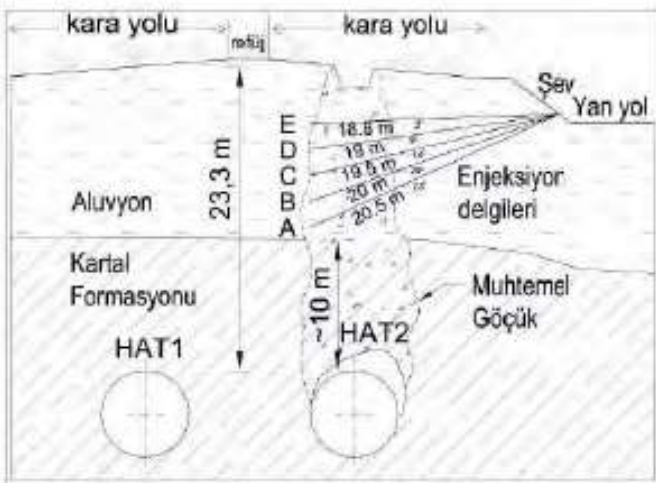
Bu daraltma işlemi ile ayna sökülmesinin ve göçüklerin kısmen önüne geçilmesine rağmen kesici kafada yapılan bu modifikasyonun yeteri kadar etkili olmadığı görülmüştür. Nitekim 232., 282. ve 321. ringlerin kazısı sırasında göçük meydana gelmiştir. Bu nedenle, Yenisahra İstasyonu'ndan itibaren kazının kapalı modda (EPB mod) yapılması kararı alınmıştır (Yüksel vd., 2008). Meydana gelen göçüklere ait diğer birkaç tipik örnek aşağıda verilmiştir (Şek. 5, 6).

Hat 2 1349. Ring kazısı sırasında EPB modunda kazı yapılmasına rağmen, meydana gelen göçükte tünel üzerindeki kaya tabakasının ince olması nedeniyle göçük etkisi yüzeye kadar ilerlemiştir. Göçük bölgesine yan yoldan eğimli delikler açılmış ve enjeksiyon ile iyileştirme yapılmıştır (Şek. 5).

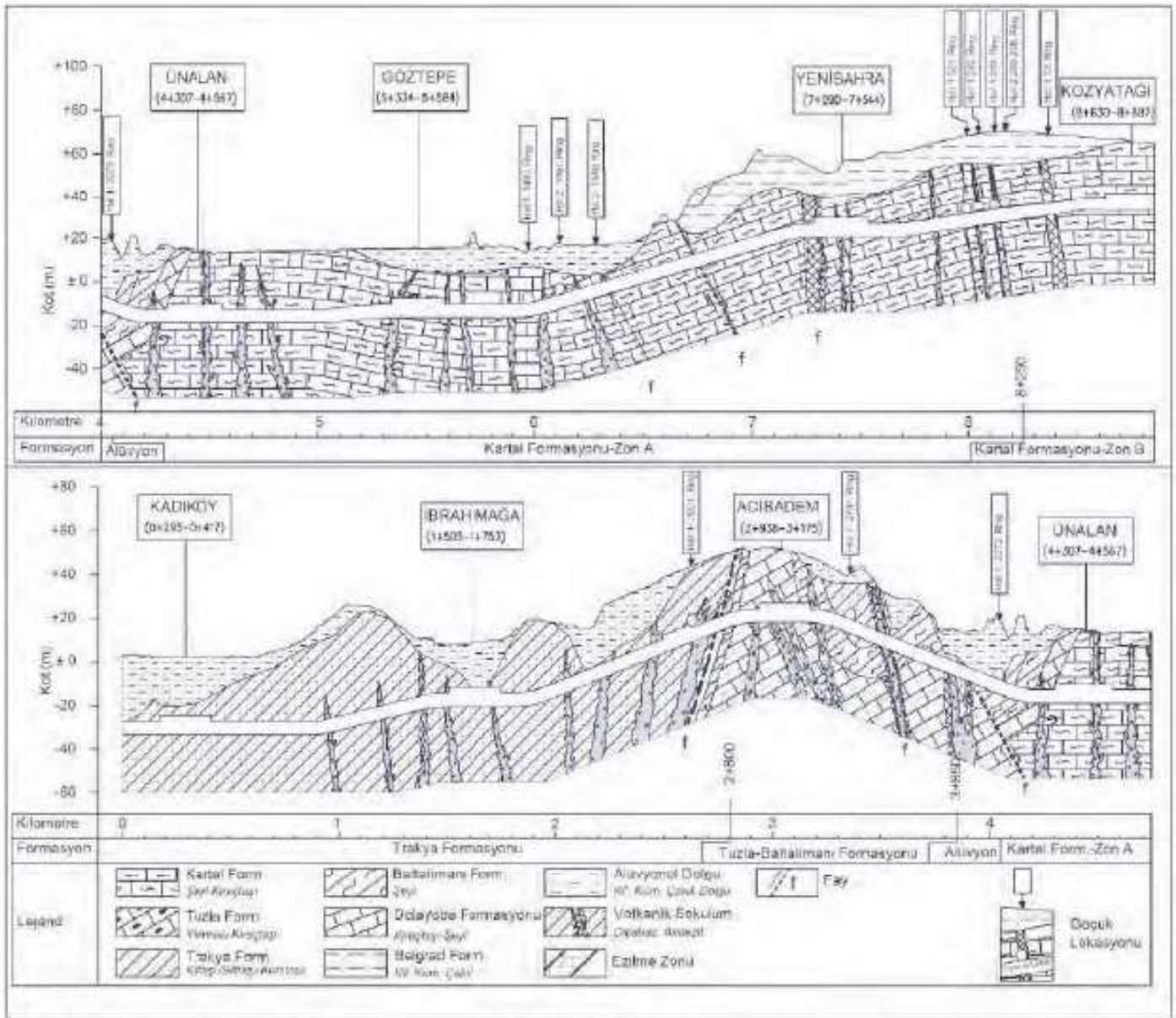
Dramatik olan bir göçük olayı da hat 1 3021. ringin kazısında olmuştur. Burası Acıbadem İstasyonu'nun Kadıköy tarafında bulunan makas tüneline hemen başlangıcıdır. Makas tüneline 3 m kadar mesafe kaldığında göçük oluşmuş ve makas tüneli içerisine doğru oldukça fazla miktarda göçük malzemesi boşalmış, tünel tavanında 11 m yüksekliğe kadar ulaşan bir boşluk oluşmuştur (Şek. 6). Yapılan incelemede makas tüneli kör aynasında bir fay zonunun bulunduğu anlaşılmıştır. Makas tüneli içindeki kör aynadan yapılan süren çubuklar ise tünel tavanını tutmakta yetersiz kalmıştır. E-5 karayolunun üzerinde yer alan bu kesimde yüzeyden açılan deliklerden enjeksiyon yapılmıştır.



Şekil 6. Hat 1- 3021. ring kazısında meydana gelen göçük



Şekil 5. Hat 2- 1349. ring kazısında meydana gelen göçük



Şekil 7. TBM kazılarında meydana gelen göçüklerin jeolojik profildeki yerleri (Yüksel, 2013)

Meydana gelen bu göçüklerin jeolojik profildeki yerleri Şekil 7 üzerinde belirtilmiştir. Buradan görüleceği gibi göçüklerin hemen hemen hepsi fay – ezilme zonlarında ya da volkanik sokulumların hemen bitişiğinde meydana gelmiştir.

5 MAKRO SÜREKSİZLİKLERİN TBM PERFORMANSINA ETKİSİ

5.1 Göçükler Sırasındaki TBM Kazı Parametrelerinin İstatistiksel Değerlendirilmesi

Göçük olaylarının TBM performansına etkisini araştırmak için “Göçük Öncesi”, “Göçük Sırası” ve “Göçük Sonrası” olarak tanımlanan kazı kesimlerindeki TBM kayıtları ve bundan türetilen TBM kazı

parametreleri ele alınmıştır. Şekil 8’de sözü edilen kazı adımı aralıkları gösterilmiştir



Şekil 8. TBM Kazı parametrelerinin göçük noktasına göre değerlendirme aralıkları

Bunun için göçük öncesi, göçük sırası ve göçük sonrasında belirli sayılardaki kazı

adımları içerisindeki TBM kazı parametrelerinin kazı ilerlemesine göre trendleri (eğilimleri) ve bu aralıklardaki ortalama, standart sapma gibi istatistiksel büyüklükleri incelemeye alınmıştır.

Kazı performans parametreleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanmıştır.

$$\bullet \text{ Toplam itme kuvveti/penetrasyon oranı, } kN/(mm/rev) \quad \frac{TF}{p} \quad (1)$$

$$\bullet \text{ Tork/Penetrasyon oranı, } (kN.m)/(mm/rev) \quad \frac{T}{p} \quad (2)$$

$$\bullet \text{ Kesme katsayısı, } CC = \frac{FR}{FN} \quad (3)$$

$$\bullet \text{ Delinebilirlik indeksi, } (kN/disk)/(mm/dev) \quad BI = \frac{TF}{N_c \cdot fl \cdot p} \quad (4)$$

$$\bullet \text{ Güç tüketimi, } kW \quad P = 2\pi \frac{rpm}{60} \cdot T \quad (5)$$

$$\bullet \text{ Yerinde spesifik enerji, } kWh/m^3 \quad SE = k \frac{P}{ICR} \quad (6)$$

$$\bullet \text{ Anlık kazı hızı, } m^3/h \quad ICR = 0,06 \cdot p \cdot rpm \cdot A \quad (7)$$

Burada açıklanmayan semboller:

FR: Disk başına yuvarlanma kuvveti, *kN/disk*,

FN: Disk başına normal kuvvet, *kN/disk*

N_c: Disk sayısı, *adet*,

fl: Sürtünme kaybı katsayısı, yaklaşık olarak 1,2 değeri alınmaktadır,

rpm: Kesici kafanın dakikada dönüş sayısı,
k: Diskten kayaya aktarılan kesme enerjisi transferi oranı, *k=0,8-0,9* olarak verilmektedir.

A: Tünel kesit alanı, *m²*.

Çizelge 5'de belirtilen göçük olaylarına ait, temel kazı parametreleri (TF, T, p) ve yine bu temel parametrelerden yukarıda verilen bağıntılar yardımıyla hesaplanan "türetilmiş" kazı performans parametrelerine ait ve 8 adet farklı kazı adım sayılarına göre veri grupları oluşturulmuştur. Böylece, 11 adet göçük olayına ait, 8 farklı kazı adım sayısı alternatifi ve 9 kazı parametresine ait toplam 792 adet veri grubu elde edilmiştir. Göçük öncesi, göçük sırası ve göçük sonrası aşamalarındaki kazı parametrelerinin farklı ya da aynı topluluğa ait olup olmadığını belirlemek için "ortalamaların farkı" testi uygulanmıştır. İstatistiksel test sonuçları Çizelge 6'da verilmiştir. Bu çizelgeden görülebileceği üzere en fazla "kabul" sonucu veren kazı adımı sayısı alternatifi göçük öncesi, göçük sırası ve göçük sonrası için belirlenen kazı adım sayılarını ifade etmek üzere 20-30-20 adetlik kazı adımı alternatifi olmuştur. Bu nedenle kazı-ring no sırasına göre değişimlerin incelenmesi bu alternatif üzerinde yoğunlaştırılmıştır.

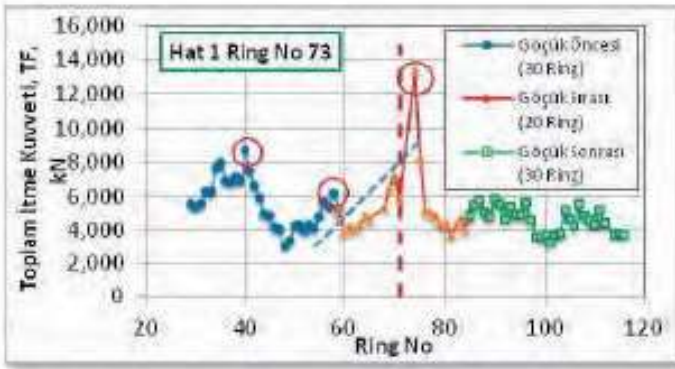
Çizelge 6. Ortalamaların farkı testinde "Kabul" sonuçları (Yüksel, 2013)

Kazı Adım sayıları, $n_1, n_2, n_3 \rightarrow$	10-05-10	20-05-20	30-05-30	10-10-10	20-10-20	20-20-20	30-20-30	20-30-20	Toplam "Kabul" Sonucu
Parametre ↓									
Toplam İtme Kuvveti, <i>TF</i>	8	9	8	7	8	10	11	9	70
Tork, <i>T</i>	6	8	10	5	8	15	11	10	73
Kesme Katsayısı $CC=T/TF$	9	7	7	6	9	8	7	12	65
Penetrasyon, <i>p</i>	3	5	8	6	7	10	12	7	58
Topl. İtme Kuv/Penetr., TF/p	7	4	6	5	6	10	13	10	61
Tork/Penetr., T/p	3	6	9	6	7	14	12	10	67
Güç Tüketimi, <i>P</i>	5	9	10	3	9	12	12	10	70
Spesifik Enerji, <i>SE</i>	3	4	6	5	7	10	13	10	58
Anlık Kazı Hızı, <i>ICR</i>	2	5	8	6	8	9	11	7	56
Toplam Kabul	46	57	72	49	69	98	102	85	578

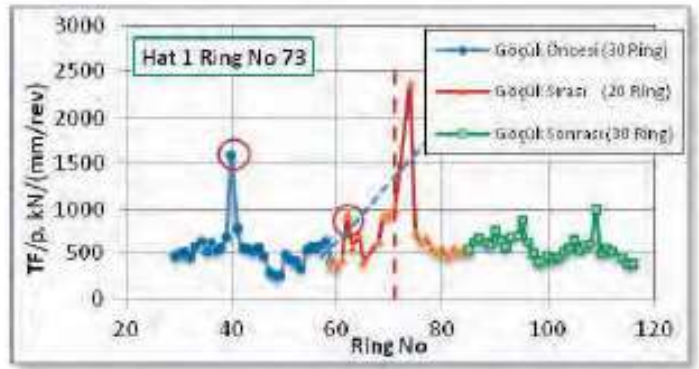
5.2 Göçük Sırasında Kazı Parametrelerinin Değişimleri

Göçük olaylarının meydana geldiği lokasyonlardan birine ait, TBM kazı parametrelerinin kazı adımlarına göre değişimleri aşağıda verilmiştir. Bu değişim-

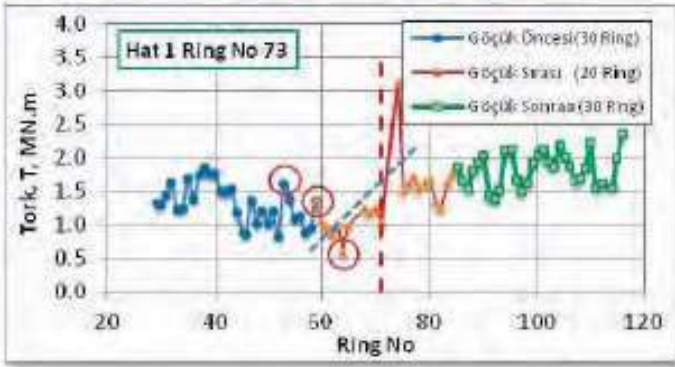
lerin üzerinde, göçük öncesi aşamada veya göçükten hemen önce, olaya ilişkin ipuçları veren noktalar daire içerisine alınmış ve olayın gidişatını gösteren eğilim (trend) çizgisi işaretlenmiştir.



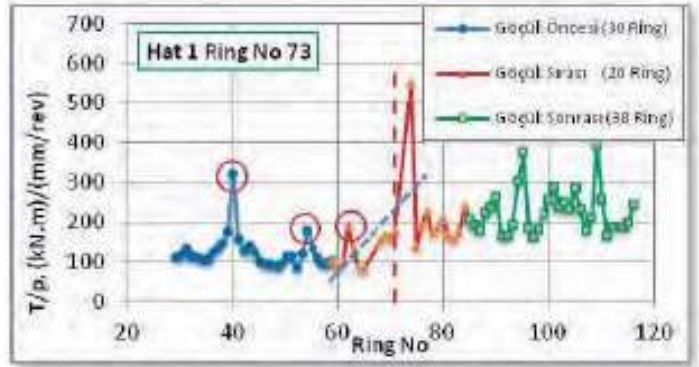
Şekil 9. Hat 1-73. ring kazısı sırasında toplam itme kuvveti değerlerinin değişimi



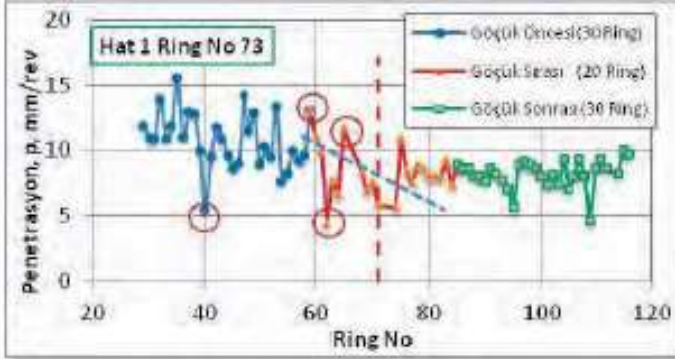
Şekil 13. Hat 1-73. ring kazısı sırasında (TF/p) oranı değerlerinin değişimi



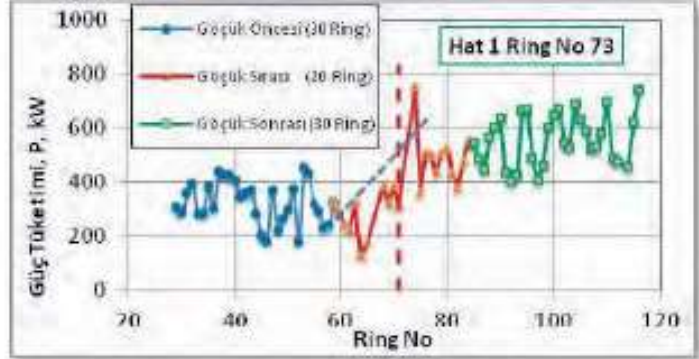
Şekil 10. Hat 1-73. ring kazısı sırasında tork değerlerinin değişimi



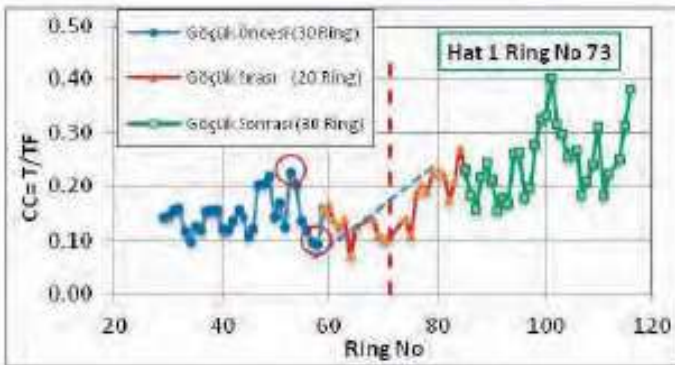
Şekil 14. Hat 1-73. ring kazısı sırasında (T/p) oranı değerlerinin değişimi



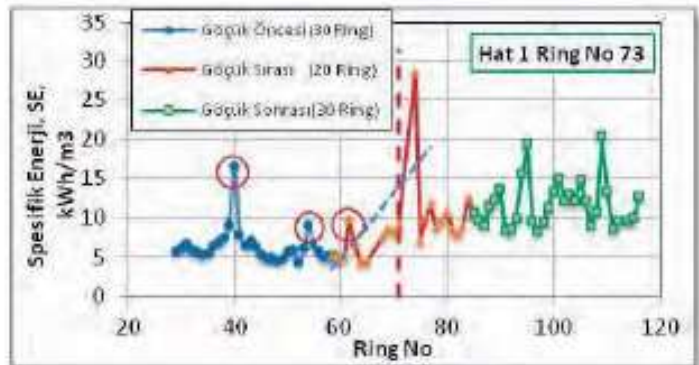
Şekil 11. Hat 1-73. ring kazısı sırasında penetrasyon değerlerinin değişimi



Şekil 15. Hat 1-73. ring kazısı sırasında güç tüketimi değerlerinin değişimi



Şekil 12. Hat 1-73. ring kazısı sırasında kesme katsayısı değerlerinin değişimi



Şekil 16. Hat 1-73. ring kazısı sırasında spesifik enerji değerlerinin değişimi

5.3 Kazı Parametreleri Değişimlerinin Değerlendirilmesi

İncelenen 11 göçük olayında ele alınan 9 farklı kazı performans parametresinin göçük öncesi, göçük sırası ve göçük sonrasındaki değişimlerinin gözden geçirilmesi sonucunda başlıca şu hususlar öne çıkmaktadır (Yüksel, 2013).

- Göçük bölgesinin ~ 20 ila ~10 ringlik kazı adımı öncesinde performans parametreleri değerleri az çok sakin bir şekilde seyretmekteyken, göçük noktasına yaklaşıldığında belirgin bir dalgalanma ortaya çıkmaktadır. Bunun daha iyi izlenebilmesi için uç değerler dairesel çizgiler içerisinde gösterilmiştir. Bu durum, göçük bölgesine yaklaşıldıkça jeolojik durumda ve buna bağlı olarak tünel kazı ortamının jeomekanik parametrelerinde değişkenliklerin meydana geleceğine işaret etmekte olduğu biçiminde yorumlanabilir.
- Göçük öncesi aşamada kazı performans parametrelerinin eğilimlerinde (grafikler üzerinde belirtilen eğilimler istatistiki anlamda belirlenen bir trend olmayıp olayın gidişatını temsil etmektedir) bir artma ya da azalma konusunda bir genelleme yapılamamaktadır. Ancak, göçük noktasına yaklaşıldıkça zaman, parametrelerdeki dalgalanma ani bir şekilde yerini ya artma ya da azalma yönünde bir eğilimde bırakmaktadır. Genel olarak bu eğilim göçük noktasının 10 ila 5 ring gerisindeki bir noktada başlamaktadır.
- Hemen hemen bütün göçük olaylarında “göçük sırasında” toplam itme kuvveti (TF) ve tork (T) artma eğilimi gösterirken penetrasyon (p) büyüklüğü azalma eğilimi içerisinde olmaktadır.
- Keza yukarıdaki temel parametrelerden hesaplanarak türetilen parametreler olan (TF/p), (T/p) ve SE büyüklüklerinde de artış eğilimi gözlenmektedir. Beklenildiği üzere penetrasyon büyüklüğünün bir fonksiyonu olan ICR parametresi de benzer şekilde azalma eğilimi göstermektedir.

- Güç tüketimi büyüklüğünde belirgin bir trend yönü genellemesi yapılamamaktadır. Diğer kelimelerle bazı göçük olaylarında performans parametrelerinde artma görülürken bazılarındaki ise azalma söz konusu veya bazı göçüklerde de yatay bir trend izlenmektedir.

6 SONUÇLAR

Bu bölümde, Kadıköy–Kartal Metrosu’nun Kozyatağı–Kadıköy istasyonları arasında kullanılan EPB-TBM özelliğindeki makinenin kayıtları analiz edilmiştir. Ulaşılan belli başlı sonuçlar şöyle özetlenebilir;

- ↳ Kozyatağı–Kadıköy İstasyonları arasında yapılan kazı sırasında kazı olayını sekteye uğratan 11 adet göçük olayında kazı operasyonu 1 ila 26 gün arasında duraklamış olup bunların toplam süresi 93 gün 4 saat etmiştir. Bu da sağ ve sol hatların ortalama bitim süresi olan 1.014 günün kabaca %10’una karşı gelmektedir.
- ↳ Kazı sırasında meydana gelen göçüklerin kazı performansı üzerindeki etkisinin incelenmesi “göçük öncesi”, “göçük sırası” ve “göçük sonrası” şeklindeki aşamalarda yapılmıştır. Bu incelemede farklı kazı adımları içerisinde istatistiksel analiz yapılmış ve kazı adım sayılarını ifade etmek üzere 30-20-30 şeklindeki bir alternatif anlamlı bulunmuş ve inceleme bu yönde yoğunlaştırılmıştır.
- ↳ Genel olarak göçük öncesi kazı adımlarında sakin bir seyir izleyen kazı parametreleri, göçük noktasına yaklaşılmaya birlikte ilk bir dalgalanma, sonra da ani bir değişim içerisine girmektedir. Bu durum göçük noktasının 10 ila 5 ring gerisinde meydana gelmektedir
- ↳ Genel bir ifadeyle, çoğu performans parametresi göçük sırasında artarken penetrasyon büyüklüğü azalma trendi göstermektedir.

KAYNAKLAR

- Bilgin, N., Özbayır, T., Sözak, N. ve Eyigün, Y. 2009. Factors affecting the economy and the efficiency of metro tunnel drivage with two TBM's in Istanbul in very fractured rock, *ITA-AITES World Tunnel Congress 2009 Safe Tunnelling for the City and Environment*, 23-28 May, Budapest.
- Dinçel, E., Alan, E., Koç, E., 2010. Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi İnşaat İşleri Projesi, EBP imalatları ve maliyetleri, Anadoluray Ortak Girişimi, Yayınlanmamış dahili rapor, İstanbul, s.69.
- Yüksel, A. Yeşilçimen, Ö., Arıoğlu, E. 2006. Kadıköy-Kartal raylı toplu taşıma sistemi projesinde jeolojik ve jeoteknik araştırma çalışmaları, *Rocmec'2006, VIII Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu*, İTÜ Maden Fakültesi, 2-3 Kasım İstanbul, s. 157-170.
- Yüksel, A., Sözak, N. ve Güllü, G., 2008. EPB-TBM makinesine burgulu konveyör takılması hakkında jeolojik hususlar, *Yayımlanmamış Dahili Rapor*, Yapı Merkezi –Yüksel–Doğuş–Yenigün İnşaat Ortak Girişimi, İstanbul.
- Yüksel, A., 2013. TBM Makinelerinde Kayaç Özellikleri ve Makro Süreksizliklerin Kazı Performansına Etkilerinin Araştırılması, Doktora Tezi, *İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Maden Mühendisliği Programı*, İstanbul.

Büyükçekmece Atıksu Tüneli Kazılarında EPB TBM Performansı

EPB TBM Performance in Excavation of Buyukcekmece Waste Water Tunnel

Yıldırım Tan Özaydın

YSE-NAS İş Ortaklığı, İstanbul

Emre Avunduk, Hanifi Çopur

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak, İstanbul

ÖZET Şehir tünelciliği kazılarında kullanılan TBM'lerin ilk yatırım masrafları klasik tünelciliğe göre oldukça yüksektir. Bu nedenle, bu tip projelerin ekonomikliği açısından TBM'lerin kazı performansları oldukça kritik bir öneme sahiptir. Bu çalışmada, İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) Genel Müdürlüğü'nün Büyükçekmece'deki 4607 m uzunluğundaki atık su deşarj hattı projesinde kullanılan pasa basınçlı (EPB) TBM'in kazı performansı anlatılacaktır. Kullanılan EPB TBM'in net kazı hızları, günlük ve aylık ilerleme hızları, makine kullanım oranları ve duraklama sebepleri, vardiya raporlarından elde edilen veriler kullanılarak özetlenecektir.

ABSTRACT Excavation performance of urban tunnelling TBMs has a critical effect on the project economy due to their high capital cost compared to conventional tunnelling methods. In this study, the performance of an EPB TBM used for excavation of waste water tunnel project in Istanbul is summarized based on daily shift reports. Daily and monthly advance rates, machine utilization times, stoppages and geological parameters affecting the performance of EPB TBM is summarized in this study using the data obtained from daily shift reports.

1 PROJENİN TANITILMASI

Tünel güzergâhı güneyde Büyükçekmece Ön Arıtma Tesisi'nden başlayarak kuzey-kuzeydoğudaki Tepecik Beldesi'nin doğusundan Büyükçekmece Gölü'ne paralel olarak devam edip kuzeydeki taş ocaklarında bitmektedir (Şek. 1).

Tünel güzergâhı 3702+905 m uzunluğundadır. Büyükçekmece Atıksu Tüneli, kuzey kesimden başlayarak 0+000 km ile 3+702 km'ler arasında EPB TBM ile, 906 m'lik kısa tünel bitiminden itibaren Büyükçekmece'ye doğru 2650 m açık kazı ile CTB boru döşeme yöntemi ile açılacaktır. Tünel üzerindeki örtü tabakası kalınlığı 18 m ile 50 m arasında değişmekte olup, tünel kesitinin

segment iç çapı 3,2 m, bitmiş tünel ise 2,8 m'dir.

Tünelin yapımını Akad-Kaner İş Ortaklığı'nın alt yüklenicisi olan YSE-NAS İnşaat İş Ortaklığı yüklenmiştir.

Güzergah Gürpınar Formasyonu'nda bulunan kil, kum ve çamurtaşı birimlerinden ve Kuşdili Formasyonu'nda bulunan kil ve kum birimlerinden geçmektedir. Tünelin kazı çapı (dış çapı) 3850 mm'dir. Birincil tahkimat olarak 6 parçalı, iç çapı 3200 mm, dış çapı 3600 mm ve uzunluğu 1200 mm olan segmentler kullanılmaktadır. Kazılan pasa kuyu başına her biri 8 m³ kapasiteli 3 adet vagon katarı ile taşınmaktadır; kuyu başında vinç ile yeryüzündeki geçici depo



Şekil 1. Tünel güzergahı

sahasına dökülmektedir. Kullanılan Herrenknecht marka EPB TBM'in kesici kafasında 12 adet çift ringli disk keski ve 42 adet ripper tipi keski bulunmaktadır. Kazı esnasında kazı aynasına, kazı odasına ve burgu konveyör içine köpük verilerek pasa şartlandırma yapılmaktadır. 20 Nisan 2013 tarihinde uzun hattın kazı işine başlanmış olup, şu anda tünelin 1800 m'lik kısmının kazısı bitmiş durumdadır (Ekim 2013 itibariyle) ve günlük 31.2 m'yi geçen kazı hızları elde edilmiştir. Tünelde, günde 12'şer saatlik 2 vardiya ve haftada 7 gün (2 haftada bir 6 gün) düzeninde çalışma yapılmaktadır.

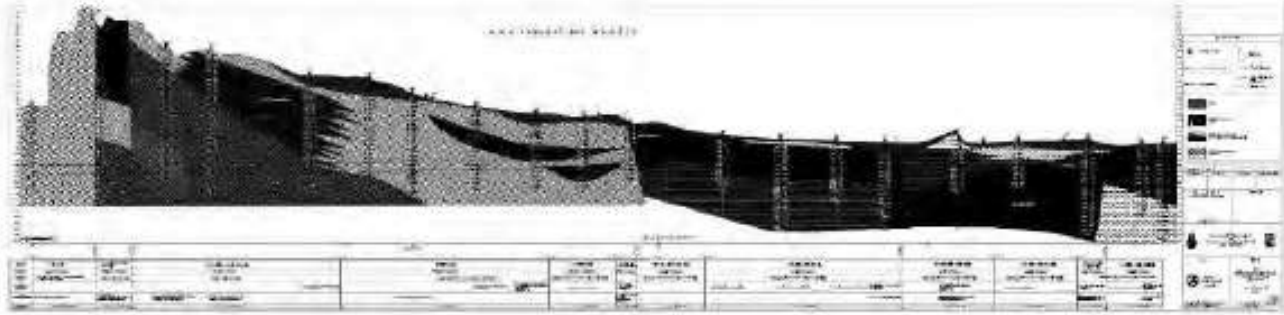
2 BÜYÜKÇEKMECE ATIKSU TÜNELİ GÜZERGAHININ JEOLJİSİ

Tünelin jeolojisi Oktay vd. (2008) referansına göre aşağıda özetlenmektedir. Tünel güzergahının jeolojik kesiti Şekil 2'de verilmektedir.

Tünel güzergahı boyunca Tersiyer-Geç Kuvaterner yaşlı bir istif yüzeyler. İstifin

tabanında beyaz-bej renkli ve karstik kireçtaşlarından yapılmış Soğucak Formasyonu bulunur. Üstüne tektonik sınır boyunca kum mercekli killerden yapılmış Oligosen yaşlı Gürpınar Formasyonu gelir. Bu birim, yine bir tektonik sınır boyunca, Geç Kuvaterner yaşlı kil ve kumdan yapılmış Kuşdili Formasyonu tarafından örtülür.

Tünelin kuzey kesiminde (taşocakları) 0+000 km ve 0+221.60 km'ler arasında kireçtaşlarından yapılmış Soğucak Formasyonu bulunur. Formasyon beyaz bej-açık gri bej renkli tabakalanması fazla belirgin olmayan, fosilli, tabaka sınırları düşey geçişli yoğun kırıklı ve çatlaklıdır. Çatlaklar boyunca karst gelişmiştir. Güzergahının kuzeydeki tünelin 221 m'lik kesimde gözlenen Soğucak Formasyonu'nun fosilli karstik boşluklu kireçtaşlarının kaya kalite oranı (RQD) %0-19 arasında değişmektedir. Kireçtaşları RQD oranına göre çok zayıf kaya kalitelidir.



Şekil 2. Tünel güzergahının jeolojik kesiti (Oktay vd., 2008)

Gürpınar Formasyonu güzergahın 0+221.60 km ile 1+075.71 km'leri arasında ince kumtaşı aratabakalı çamurtaşlarından oluşmaktadır. Çamurtaşları; grimsi mavi renkli, mikalı, ince kumtaşı aratabakalı, sık-seyrek kırıklı çatlaklı, çok zayıf-zayıf-orta-çok iyi kaliteli kayadır (RQD = %17-100). Tünelin bu kesiminde geçilecek Gürpınar Formasyonu'nun kumtaşı ara tabakalı çamurtaşları, sert zemin-yumuşak kaya nitelikli, yer yer çok düşük dayanımlı kaya özelliği kazanmış bir istiftir.

1+075.71 km ile 2+111.25 km'ler arasında Gürpınar Formasyonu'nun daha üst kesiminde bulunan sarımsı kahve renkli, ince kumlu, siltli ve mikalı, demirli mineralleri oksitlenmiş, yer yer ince karbonat çakıllı ve kum mercekli killeri kesilecektir.

3 TBM ÖZELLİKLERİ

Büyükçekmece atıksu tüneli kazısında Herrenknecht marka 3810 mm kazı çapına sahip EPB TBM kullanılmaktadır. TBM'in genel bazı teknik özellikleri Çizelge 1'de ve bir fotoğrafı Şekil 3'de verilmiştir. Kullanılan TBM'in kesici kafasında 12 adet çift ringli disk keski ve 42 adet ripper tipi keski bulunmaktadır. Kazı esnasında kazı aynasına, kazı odasına ve helezon konveyör içine köpük verilerek zemin şartlandırma yapılmaktadır.

Çizelge 1. EPB TBM'in teknik özellikleri

TBM Tipi	EPP TBM
Kazı Çapı	3810 mm
Kesici Kafa Gücü	400 kW
İtme Silindiri Sayısı	12
Kesici Disk Sayısı	12 (Çift Ringli)
Ripper Keski Sayısı	42
İtme Silindiri Stroku	1200 mm
Kesici Kafa Torqu	1014 kNm
İtme Kuvveti Kapasitesi	13600 kN



Şekil 3. Kullanılan EPB TBM

4 TBM PERFORMANSI

Tünelin kazısına 20 Nisan 2013 tarihinde başlanmış olup 29 Haziran 2013 itibari ile tünelin 990 metrelik kısmının kazısı tamamlanmıştır. En iyi aylık ilerleme 478 metre ile Mayıs ayında, en iyi günlük ilerleme ise 31,2 metre ile Haziran ayında kaydedilmiştir (Şek. 4).



Şekil 4. Ortalama günlük ilerleme hızları

49. Ring ile 820. ring kazısı arasındaki günlük vardiya raporları incelenerek, her ring kazısı için kazı, segment kurulumu ve arıza-bekleme süreleri analiz edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda günlük ortalama kazı süresi yüzdesi % 30, ring kurulum süresi % 27, arıza ve duraklama süreleri ise % 43 olarak belirlenmiştir (Şek. 5).



Şekil 5. Makine kullanım oranları

TBM performansını etkileyen en önemli faktörlerden birisi de geçilen güzergahın jeolojisi ve jeoteknik parametreleridir. Büyükçekmece atık su tüneli güzergahında geçilen değişik formasyonların TBM kazı hızına etkisi araştırılmıştır. İncelenen jeoteknik rapor sonrasında güzergah jeoteknik parametreler açısından 3 bölüme ayrılmış ve bu parametreler Çizelge 2'de özetlenmiştir.

Çizelge 2. Tünel güzergahının bazı jeolojik ve jeoteknik özellikleri

Uzunluk (m)	0-221	221-346	346-1075
Formasyon	Soğucak	Gürpınar Kumtaşı	Gürpınar Kumtaşı
Litoloji	Kireçtaşı	aratabakalı Çamurtaşı	aratabakalı Çamurtaşı
UCS (MPa)	35,5	0,534	0,76-1,40
RQD (%)	0-19	17-27	17-100
UCS: Tek eksenli basınç dayanımı			
RQD: Kaya kalite değeri			

Vardiya raporlarının analizinden elde edilen sonuçlara göre güzergahın 0-221 m'lik kısmında geçilen Soğucak Formasyonu'nda düşük dayanımlı kireçtaşları kesilmiştir. Makinenin net kazı hızları 25-55 mm/dk (1,5 - 3,3 m/saat) arasında değişiklik göstermekle beraber ortalama 35 mm/dk (2,1 m/saat) olduğu tesbit edilmiştir. İlerleme hızlarında görülen anomali, yüksek RQD yüzdesine sahip kaya kütlelerinin, zaman zaman makineyi zorlayarak kazı hızlarını düşürmesidir (örneğin BÇ-17 sondaj logu).

Şubat ayında güzergahın 450 m paralelinde aynı formasyon üzerinde açılan 900 m'lik deşarj tüneline yapılan kazıda ilerleme hızları çok düşmüş, daha sonrasında ise makine ilerlemesi durma noktasına gelmiştir. Yapılan incelemeler sonucunda kesici kafadaki merkez keskinin tamamen aşındığı tespit edilmiştir (Şek. 6). Güzergahın bu kısımdan alınan numuneler üzerinde nokta yük dayanımı ve Cerchar aşındırıcılık deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları sonrasında güzergahın alınan kireçtaşlarının (Şek. 7) basınç dayanımları 75 MPa ve Cerchar aşındırıcılık indeksi değeri ise 1.0 olarak tespit edilmiştir.

İncelemeler göstermiştir ki, güzergahta Gürpınar gibi zayıf bir formasyon içine oluşum esnasında çok sağlam Soğucak Formasyonu kireçtaşı blokları girmiştir. Bu bloklar bir kaç metrelik boyutlara sahip olmalarına rağmen, yumuşak zeminler için



Şekil 6. Kesici kafada bulunan merkez keskinin aşınma öncesi ve sonrası görünüşü



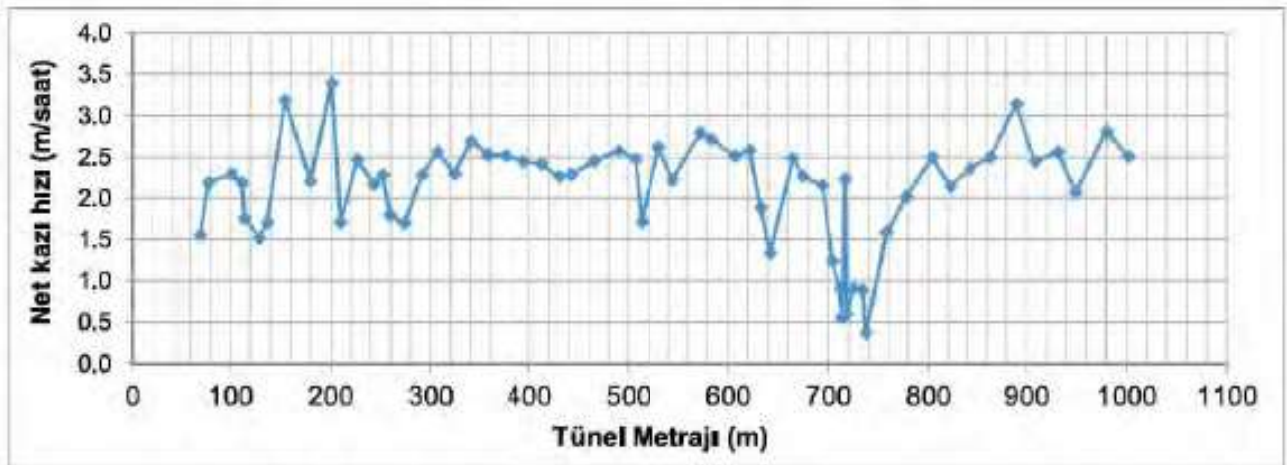
Şekil 7. Güzergahtan alınan numunenin nokta yük dayanım testi sonrası görünüşü

tasarımlandırılmış EPB TBM'ler için kazı performansını oldukça olumsuz yönde etkileyebilmektedirler. Kullanılan EPB TBM 0+0 ile 0+221 km arasında bulunan çok kırıklı çatlaklı Soğucak kireçtaşını çok rahat

keserken, bu bloklar ile karşılaşılıldığında sorun yaşanmaktadır.

Güzergahın 0+221 km ile 0+346 km'lik kısmında ince kumtaşı aratabakalı çamurtaşlarından oluşan Gürpınar Fm geçilmiştir. Düşük dayanımlı % 17-27 RQD değerlerine sahip olan çamurtaşlarının kazısında herhangi bir olumsuzluk yaşanmamış ve ilerleme hızları 40 mm/dk (2,4 m/saat) mertebesinde seyretmiştir.

Güzergahın 0+346 km ile 1+075 km'lik kısmında geçilen Gürpınar Formasyonunda 1,40 MPa dolaylarında basınç dayanıma sahip RQD yüzdesi 17-100 arasında değişen yumuşak kaya sınıfında ince kumtaşı aratabakalı çamurtaşları kazılmıştır. Bu bölgede ilerleme hızları 6 – 52 mm/dk (0,36 – 3,1 m/saat) arasında değişmiştir. Güzergahın 0+620 km ile 0+665 km'leri arasında yüksek RQD yüzdesine sahip yüksek basınç dayanımlı kumtaşlarıyla karşılaşmış ve kazı hızlarında ciddi düşüşler görülmüştür. 0+695 km ile 0+755 km'ler arasında karşılaşılan yüksek RQD değerine sahip çamurtaşlarının kazısı sırasında ciddi problemler yaşanmış ve kazı hızları 6 mm/dk'ya (~0,4 m/saat) kadar düşmüştür. Yaşanan bu olumsuzluklar neticesinde kazı zaman zaman durdurulup aynada kırım yapılarak kumtaşı tabakaları geçilmiştir (Şek. 8).



Şekil 8. Tünel kilometresine bağlı net kazı hızı

Güzergahın 1+075 km'sinden sonra (Temmuz 2013) yapılan kazılarda aşırı yapışkan bir kil ile karşılaşmıştır. Bu kilde kazı performansı oldukça düşmüştür (5-6 m/gün ilerleme), uygun köpük şartlandırma yapılarak ilerlemeler günde ortalama 10 – 12 m'ye çıkarılmıştır. Ancak, bu döneme ait vardiya raporları bu çalışma kapsamında detaylı olarak incelenememiştir.

5 SONUÇLAR

Soğucak Formasyondaki çok kırıklı çatlaklı kireçtaşlarında 3,3 m/saat gibi yüksek net kazı hızlarına ve 22 m/gün gibi yüksek ilerleme hızlarına ulaşılmıştır, ancak ortalama değerler 2,1 m/saat ve 8-9 m/gün olmuştur. Yumuşak olan Gürpınar formasyonunda ortalama net kazı hızı 2,4 m/saat ve en iyi günlük ilerleme hızı 32 m/gün olmuştur. Mayıs ayında Gürpınar formasyonunda toplam ilerleme miktarı 478 m olmuştur. Ancak, Gürpınar Formasyonu içinde karşılaşılan yüksek dayanımlı kumtaşı ve çamurtaşı tabakalarında kazı performansı çok düşmüştür (0,4 m/saat net kazı hızı), hatta bazı kısımlarda kırıcılar ile aynaya müdahale edilerek bu kısımlar geçilmiştir.

REFERANSLAR

Oktay, F., İlkışık, M., Eren, R., 2008. *İSKİ Büyükçekmece Atıksu Tüneli Jeolojik-Jeoteknik Etüd Raporu.*

Atık Su Tünellerinde İnce Taneli Tortul Materyallerin Kazı Performansını Belirleyen ve Denetleyen Jeoteknik Büyüklükler Açısından Bir Değerlendirmesi

An Evaluation of Fine Grained Sedimentary Soils of Waste Water Tunnels in Terms of Geotechnical Parameters Defining and Controlling Excavation Performance

N. Tokgöz

İ.Ü. Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar/İstanbul

İ.S. Binen, V. Kuruyer

ÖZTAŞ İnşaat Malzemeleri A.Ş.

ÖZET EPB TBM'lerde ince taneli (kohezyonlu) killi tortul materyallerin kazılabilirliğinde materyallerin plastik özelliği ile yapışma (adezyon) potansiyelinin belirlenmesi, ilerleme miktarı ile materyalin jeoteknik özellikleri ile ilişkilendirilerek geri analizlerin yapılması ve materyalin kazıya elverişli duruma getirilmesi için kullanılan su veya farklı kimyasal bileşimlerdeki şartlandırma/koşullandırma kimyasallarının kullanım oranlarının materyalin plastisite indisi ile kıvam indisi üzerindeki etkisi, Büyükçekmece atık su tüneli güzergâhında incelenmiştir.

Bu araştırma, kazı materyalinin topaklanması, kazı makinasının metal yüzeylerine yapışması ve kazı işlemindeki olası tıkanmalara karşı "*risk yönetim modelleri*" geliştirebilmek amacıyla tasarlanmıştır. Araştırmada; Gürpınar Formasyonu içindeki killi tortul materyallerde $\varnothing=3,45$ m dış çapında Lovat Marka EPB TBM'le toplam 6,09 km'lik ve 20–40 m derinlikte açılan İstanbul-Büyükçekmece atık su tünel güzergâhının 1285-2186 m arasında 14 farklı ölçme noktasından alınan materyal örnekleri değerlendirilmiştir.

ABSTRACT Studies have been conducted on the Büyükçekmece Waste Water Tunnel route in order to determine the plastic behavior and adhesion potential of the materials for the excavability of fine grained (cohesive) sedimentary soils EPB TBM, to back analyze by linking penetration rate (mm/min) data with geotechnical properties of the excavation material, and to investigate the influence of water and other conditioning chemicals in different proportions on the plasticity index and consistency index of the material.

This research was designed to develop "*risk management models*" against agglomeration of the excavated material, adhesion problem on the metal surfaces, and clogging. In this research, material samples from 14 different measurement points between 1285-2186 meters of İstanbul-Büyükçekmece Waste Water Tunnel (6,09 km in total length and 20-40 m in depth) which was being excavated in sedimentary clayey materials of Gürpınar formation with a Lovat EPB-TBM ($\varnothing=3,45$ m excavation diameter) were evaluated.

1 GİRİŞ

Yeraltı kazılarında, özellikle plastisitesi ve aktivitesi yüksek ince taneli killi tortul materyallerin kazısında, uygulanan dönme

(tork) ile baskı (thrust) kuvvetlerinin dinamik işlevi yeterli olmayıp, sökülen bu materyaller yüksek viskozite, şişme, yapışma (adezyon) ve topaklanma (lumping) nedeniyle

tıkanmalara (clogging) sebep olabilmekte ve Tünel Açma Makinasının (TBM)'in kazı odasına kolaylıkla alınıp nakledilmelerini zorlaşmaktadır.

Söz konusu bu ince taneli materyaller, tünel açma makinasının kesici kafasını sararak kazı verimini önemli ölçüde düşürüp, projelerin planlanan sürede bitirilmesini engelleyebilmektedirler (Avunduk, 2011).

Bu durum, EPB ile kazılarda yüzey aktif madde, polimer veya her ikisinin karışımından oluşan bir kimyasalın, basınçlı su ve hava ile birlikte köpük formunda kazı arınına verilmesini gerektirmektedir. Diğer bir anlatımla, sorunlu ince taneli bu kazı materyallerini daha verimli bir kazı dinamiği ile kazılabilir duruma getirmek için su veya bazı kimyasal bileşiklerle "şartlandırma" yöntemleri kullanılıp, su ile doyurularak daha akışkan (viskoz) bir materyale dönüştürülebilmektedirler.

Uluslararası literatürde bu konuda yapılmış sayılı araştırmalar mevcuttur (Thewes, 1999, 2004, 2005; Milligan, 2000; Thewes-Burger, 2004; Peila ve ark., 2009; Maidl ve ark., 2012; Holman-Thewes 2012, 2013).

Bu çalışmada amaç, EPB-TBM'lerin yapışma, topaklanma ve tıkanmaya karşı "risk yönetim modelleri" geliştirilebilmesine bilimsel alt yapı destekli örnek bir araştırma sağlamaktır.

Bu düşüncelerden hareketle; ince taneli Pliosen ve Miyosen yaşlı killi tortul materyalleri içeren ve Çukurçeşme-Güngören Formasyonları geçişli olup, genellikle "Gürpınar Formasyonu" içinde açılan, Büyükçekmece Atık su Tüneli, bu araştırma için inceleme sahası olarak belirlenmiştir. Buradan alınan örnekler üzerinde bir dizi ölçme ve analizler yapılmış, EPB TBM'in 1261-2186 m tünel mesafelerinde gerçekleştirilen kazı kayıtlarındaki veriler, kazı materyalinin jeoteknik analiz verileri ile ilişkilendirilerek, materyalin kazı dinamiği üzerindeki etkisini belirleyen ve denetleyen büyüklükler önem ve önceliklerine göre irdelenmiştir.

2 TÜNEL GÜZERGÂHININ JEOLJİSİ

Tünel güzergâhı, Büyükçekmece Gölünün doğusunda, göle yaklaşık 500 m mesafede paralel konumdadır (Öztaş, 2012). Söz konusu tünel güzergâhında, jeomorfolojik olarak vadi düzlükleri ile eski heyelanların topuk kısımları ile şekillenmiş tepe kalıntıları dikkat çekmektedir (Şek. 1).

Bölgede genel olarak altta Eosen yaşlı Kırklareli Formasyonuna ait kireçtaşı, bunun üzerinde Oligosen yaşlı Danişment Formasyonu ve bunun üzerinde Miyosen yaşlı başlıca sert kil, az oranda silt ve kum ardalanması oluşan *Gürpınar Formasyonu (Tmg)* gelmektedir. Bu birim üzerinde uyumsuz olarak, sarı kahverengi kumlu çakıl (genellikle silis, kireçtaşı kökenli, iyi yuvarlaklaşmış, yarı küresel, kötü boylanmalı, derecelenmeli) niteliğindeki *Çukurçeşme birimi (Tmç)*, bunun üstünde kumlu siltli, plastik yeşilimsi gri killer olarak Üst Miyosen yaşlı *Güngören birimleri (25-50m)* bulunmaktadır. En üstte ise mactralı ve fosil kavkılı kireçtaşı litolojisi yerine, daha çok karbonatlı kil ve marndan oluşmuş Üst Miyosen yaşlı kalınlığı < 10 m olan *Bakırköy Formasyonu (Tmb)* yer almaktadır. Bu birimler *Çekmece Formasyonu* adıyla da adlandırılmıştır [(Arıç (Sayar), 1955)]. Bu bölgede su taşıma kapasitesi yüksek, aşınmaya karşı daha dayanımlı olan çakıl ve kaba kum geçişli Kırak birimi tarafından üstlenen geçirimsiz, aşınmaya karşı dayanımsız ve kayma direnci düşük *Gürpınar (Tmg)* ve *Güngören* Formasyonlarının sıkışmış killer ile kiltaşlarının yaygın olduğu belirtilmektedir (İBB, 2012). Ayrıca bu birimlerin altında Oligosen yaşlı Danişment Formasyonu içinde yer yer iri boulder'lar bulandıran "çakıltaşı ceplerinin (Tdc)" yer aldığı ve kazı sırasında TBM'in dişlilerinde ciddi arıza ve hasarlara sebebiyet verebilen "kanal dolguları" da ayrı bir litolojik birim olarak belirlenmiştir (MTA, 2002, İBB, 2012).

Tünel güzergâhının ise, *Gürpınar Formasyonu (Tmg)* içinde, biri mostra vermeyip de, sondajlarla varlığı tespit edilen yeşil, gri ve kırmızı renklere fissürlü, sert ve yer yer küçük karbonat topakları içeren aşırı

sıkışmış killi tabakalardan, diğeri ise yer yer yataya yakın “*kumtaşı - silttaşı - kiltası*”ndan oluşmuş iki farklı tortul materyalin de belirlendiği rapor edilmektedir (Öztaş, 2012). TBM’in kazı sırasında ayrıca *Danişment Formasyonu* içinde kiltaşlarından sonra yer yer 20-40 m değişen derinliklerde ince damarlı *linyit* bantlarına da rastlanmıştır.

Tünel güzergâhı göl seviyesinin altında ilerlemekte olup, zemin kotu ile akar kot arasındaki 3m’lik bir fak bulunmaktadır. *Gürpınar Formasyonuna* ait siltli, killi materyaller genel olarak geçirimsizdir. Ancak, arada yeralan kum ve kumlu materyallerde “*mercekler halindeki su depolarına da dikkat çekilmekte ve eski heyelanların kayma düzlemleri boyunca su sızıntılarının görülebileceği, yüzeyden 7,5 m’lik derinlikteki alüvyonların suya doymun oldukları bildirilmektedir* (Öztaş, 2012).

3 TBM’İN KAZI PERFORMANSI İLE MATERYALİN JEOTEKNİK BÜYÜKLÜLERİNE İLİŞKİN ÖLÇME VE DEĞERLENDİRMELER

Lovat marka EPB TBM’in (Şek. 2) kazı performansı ile ilgili ölçme ve değerlendirmeler; tünel açma makinası (TBM) ile ilgili “*kazı mekanik büyüklükleri ve “kazı materyalinin jeoteknik büyüklükleri”* olmak üzere iki ayrı başlıkta konu edilmiştir. Bu bağlamda; kazı çapı 3,45 m olan Lovat marka EPB TBM ile gerçekleştirilen kazı çalışmalarının tekniğine uygun bir şekilde değerlendirilebilmesi için, tünel kazılarının 1260 ve 2186 metreleri arasında sistematik olarak veri kaydı alınmıştır. Kazı faaliyetleri sonucu açığa çıkan pasa sürekli olarak bant üzerinde incelenmiş, (renk, kıvam, tane boyutu) tanımlanmaya çalışılmış ve kaydedilmiştir. EPB TBM’e ait bilgisayardan kazıya ve kazılabilirliğe ilişkin parametreler [dönme kuvveti (tork), itme kuvveti (thrust), kazı ilerleme hızı, toplam kazı süresi, zemin şartlandırma parametreleri) elde edilmiştir. Bunlara ek olarak vardiya içerisinde gerçekleşen bakım ve arıza durumları, makine performansını etkileyen olgular da kaydedilerek diğer veriler ile

ilişkilendirilmiştir. Derlenen ham verilerden vardiya verimi, makineden faydalanma oranı, anlık kazı hacmi gibi büyüklükler türetilmiş ve veri grubuna dahil edilmiştir.

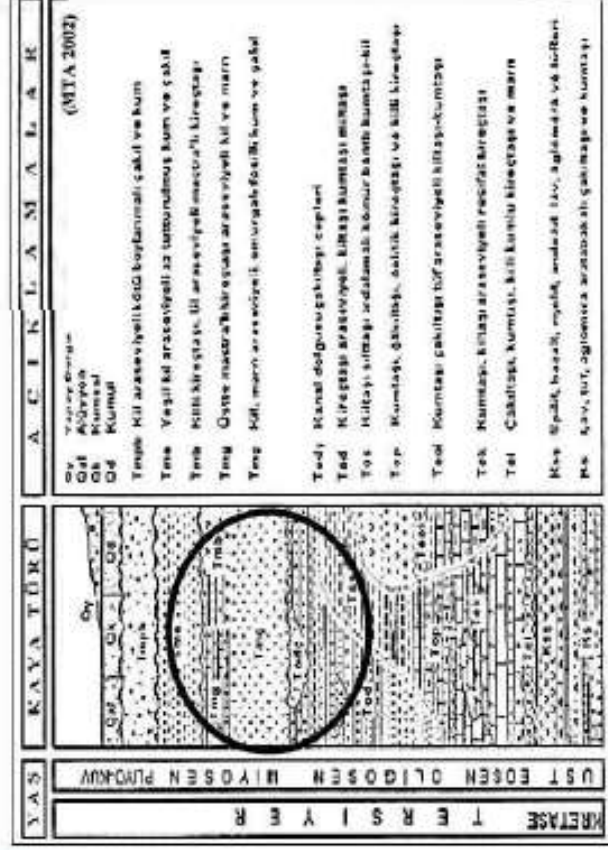
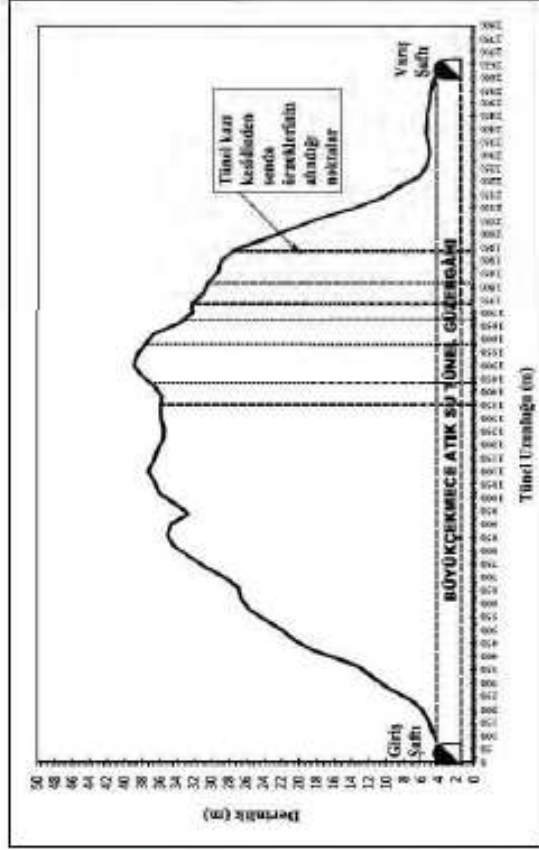
Ayrıca, tünelin 1285, 1350, 1580, 1680, 1740, 1820 ve 1934 m’lerinde belirlenen 7 ayrı noktadaki tünel kesitinin sağ alt (1) ve sol üst (2) segment betonlarının grout deliklerinden toprak sondası ($\varnothing=30$ mm) ile 14 adet örnek alınmıştır. Aynı deliklerden ayrıca % 8 hassasiyetle 200-1000 N aralığında ölçüm yapabilen, *konik uçlu el penetrometresi* ile materyalin yerinde taşıma kapasitesi ölçülmüştür. Bu ölçmelerin 1934 m sol (1) segmentinde kömür damarına rastlandığı için bu bölüm değerlendirme dışı bırakılmıştır. Böylece toplam 13 noktadaki ölçmeler değerlendirilmiştir (Bkz. Şekil 1).

Alınan sonda örneklerinden kazı materyalinin bazı fiziksel ve mekanik özellikleri belirlemek üzere, tane boyut dağılımı (lazer kırınımı ile), birim hacim ağırlıkları, doğal su içerikleri (W_n), kıvam (Atterberg) limitleri [likit limit (LL), plastik limit (PL)], XRD cihazı ile de ayrıca kil mineralleri saptanmıştır.

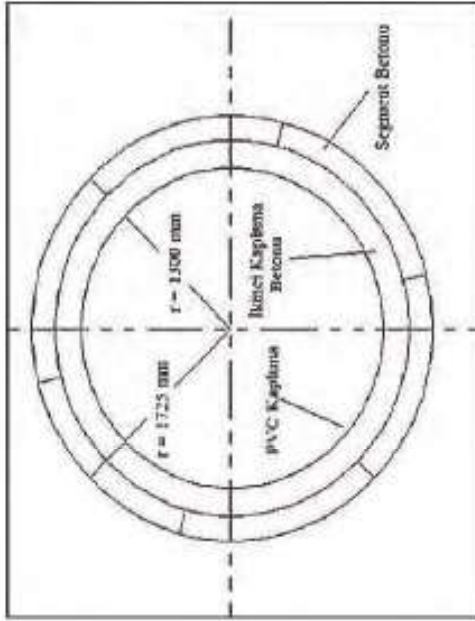
3.1 EPB-TBM’in Kazı Karakteristikleri ile İlgili Veri ve Değerlendirmeler

Kazı çalışmaları açık kazı modunda (open mode) gerçekleştirilen ve ortalama 2,8 rpm ile dönen kesici kafada herhangi bir basınçlandırma yapılmamaktadır. TBM’in tünel kazı kayıtlarından elde edilen dönme kuvveti (tork), itme kuvveti (thrust), kazı ilerleme hızı, toplam kazı süresi ve zemin şartlandırma parametrelerine ilişkin veriler, topluca Şekil 3 çerçevesinde analiz edilmiştir. İlgili şekil dikkatlice incelendiğinde şu önemli bulgulara ulaşılmaktadır:

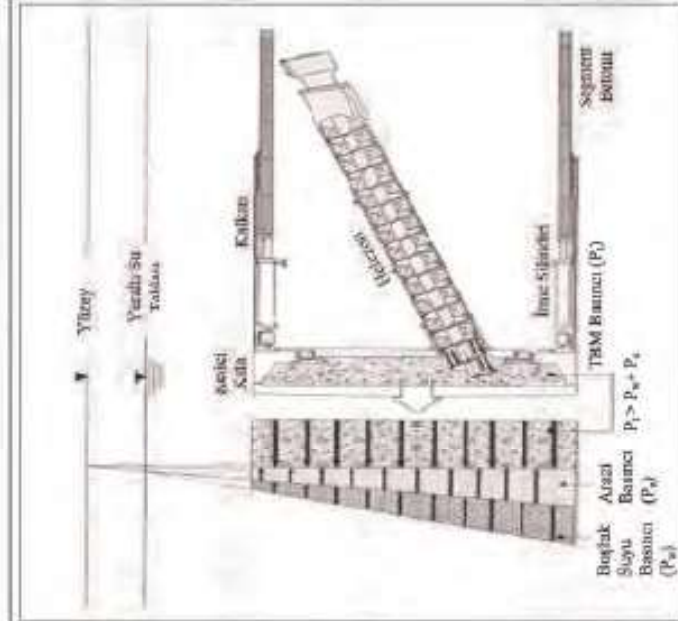
- Tünel güzergâhı boyunca, TBM’in itme kuvveti (thrust) $Th = 115-380$ ton, dönme kuvveti (tork) $Tr = 65-110$ ton.m olup, zemin şartlandırıcı kimyasal madde miktarı, ise 0.25-0.30 lt/dak olarak kullanılmıştır. Bu değerlere göre gerçekleştirilebilen kazı ilerleme hızı ise; $\dot{I} = 15 - 220$ mm/dak (1.1 –



Şekil 1. Büyükçekmece Atıksu Tüneli'nin yerbulduru haritası ve jeolojisi



• Marka	LOVAT
• Model	RMP 136SE 19500
• Kafa Tipi	Zemin
• Kazı Çapı	3450 mm
• Kafa Dönüş Hızı	0 – 6.2 rpm
• Keski	21 ripper, 24 sıyrıcı, göbekte büyük burun
• Tork Kapasitesi	734 kN.m @ 5.2 rpm (yumuşak zemin)
• Yönlendirme Silindiri Sayısı	8 adet
• Yönlendirme Silindiri Baskı Kapasitesi	140 ton/silindir
• Yönlendirme Silindiri Stroğu	100 mm
• İtme Silindiri Sayısı	12 adet
• İtme Silindiri Stroğu	1800 mm
• Toplam İtme Kapasitesi	1380 ton (115 ton/silindir)
• Bant Konveyör Hızı	100 m/dk (maksimum)
• Bant Konveyör Kapasitesi	180 m ³ /saat
• Segment Eni	1 m
• Segment Kalınlığı	20 cm
• Kullanıldığı diğer kazı projeleri	Gürpınar Arıksu Tüneli (5227 m), Fırlızköy Arıksu Tüneli (3770m).



ACIKLAMALAR:

- Açık kazı (open mode)
- Kesici kafada basınçlandırma uygulanmıyor.
- Ripper keski boyutları:
 - *Uzunluk = 146 mm*
 - *Genişlik = 70.62 mm*
- Kesme derinliği= 152 mm
- Sıyrıcı genişliği= 152 mm
- Sıyrıcı derinliği= 71 mm
- Helezon Kapasitesi:
 - *2,16 m³/dk @ 18 rpm*
- Kazı sırasında itme kuvveti ile birlikte önce burun zemine penetre olmakta, ardından kafanın dönme hareketi vastası ile ripperler zemini kazıma ve karıştırma yoluyla gevşetmektedir. Gevşetilen zemin kafadaki açıklıkların (fluid doors) kenarlarında yer alan 24 sıyrıcı yardımıyla kazı odasına alınmaktadır.
- Helezon kapasitesi, kazı miktarını belirleyen ve kontrol eden önemli bir büyüklük olarak dikkat çekmektedir.

Şekil 2. Lovat marka EPB TBM'in teknik karakteristikleri

12.0 m/h) arasında değişmektedir. (Söz konusu kazı ilerleme hızı, bu çalışma kapsamında gerçekleşen veriler üzerinden hesaplanan ortalama kazı verimi $\eta = \%60$ dahil edilmemiştir. Dahil edildiğinde ise bu değer $\dot{I} = 0.63- 7.2$ m/h olarak elde edilmektedir. Bu konuda ayrıntılı bilgi Bilgin (1989) kaynağından sağlanabilir.)

- Gerçekleşen kazı büyüklüklerinden, TBM'in ortalama kazı verimi $\eta = \%60$, makinadan faydalanma oranı $\%25$, kazı hacmi ise ortalama $50 \text{ m}^3/\text{h}$ olarak hesaplanmıştır.

- 25-30 m derinlikte, 1540-1780 m arasında yaklaşık 50-60 m aralıklarla tekrarlanan 5 farklı kazı noktasında ve 1930 ve 2100 m arasında kazının *linyitli tabakalarda* yapıldığı dikkat çekmektedir. Bu kazı sırasında TBM'de $T_r=85-90$ (ton.m), $T_h=180-190$ (ton), ve 2,8 rpm'lik sabit dönme hızında $\dot{I} = 25 - 50$ mm/dak.'lık değişen kazı ilerleme hızı kaydedilmiştir. Zemin şartlandırıcı kimyasal bileşiğin linyitli tabaka kazısı sırasında ilerleme miktarlarında kayda değer herhangi bir etki yapmadığı belirlenmiştir.

- En fazla kazı ilerleme hızı, $1265 \text{ m}'de$ $\dot{I}=220\text{mm/dak}$ ile $T_h=230$ ton ve $T_r=65$ ton.m'lik değerlerinde yer yer kohezyonsuz kumlu materyallerde gerçekleşmiştir. En düşük kazı ilerleme hızı ise, $\dot{I}=17,5$ mm/dak ile 1741 m ile 1934 m kazı mesafelerinde $T_r=85-90$ ton.m'lik ve $T_h=250-280$ ton'luk değişen kazı mekanik büyüklükleri siltli killerde kaydedilmiştir.

- 2020 m ve 2080 m kazı aralığında thrust büyüklüğünde görülen anomaliler, muhtemelen 85 ton.m'lik sabit tork ve 2.8 rpm sabit dönme hızı altında TBM kafasının sıkışmasına işaret etmektedir.

- 1300 – 1400 m kazı mesafesinde özellikle thrustta azalmalar, helezonda tıkanmalar sebebiyle veya motorun ısınmadan kaynaklanabilir.

- 1590 m kazı mesafesinde ise itme/itme kuvvetinde karşılaşılan düşüşün, GCS (Ground Condition System) zemin (materyal) şartlandırma sistemindeki arızalanmaya işaret ettiği yönündedir.

- Kesici kafanın torkunu ve aşınmayı azaltmak amacıyla ilgili tünel güzergahında

0.25-0.30 lt/dak olarak *Exofoam-1* adlı köpük kullanılmıştır.

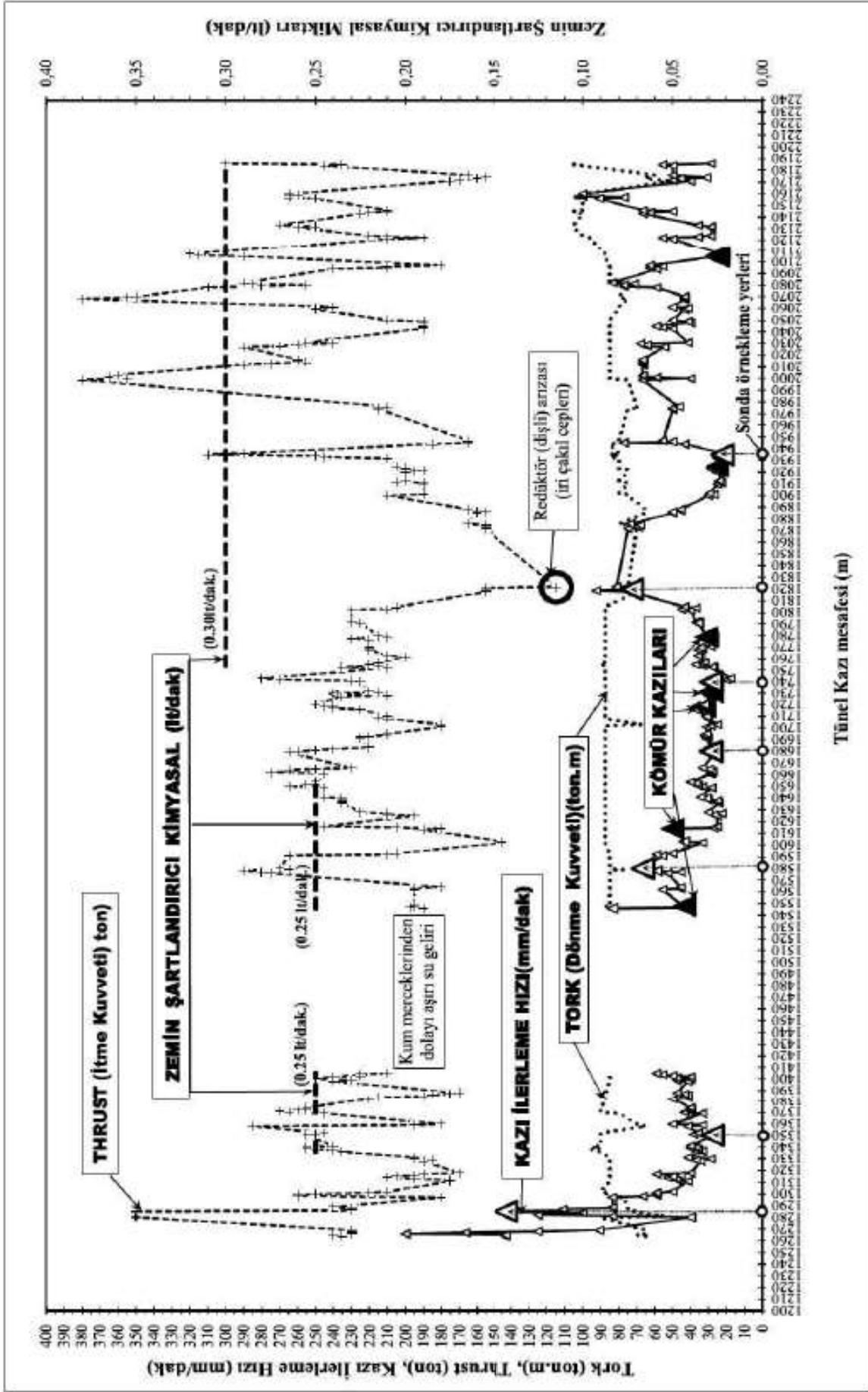
- Kazılan materyal içerisinde iri boyutlu yuvarlak çakıllar (iri boulder) kazı mesafesindeki tork ve thrust değerlerinde yaşanan ani düşüslere sebep olmuştur. Bu tür materyallerin bulunduğu yerlerde kazının kontrollü yapılması gerekmektedir.

3.2 EPB-TBM'in Kazı Materyali ile ilgili Jeoteknik Ölçme ve Değerlendirmeler

Bu bölümde, kazı performansını belirleyen ve denetleyen önemli bir bağımsız değişken olan kazı materyalinin jeoteknik özellikleri ilişkin ölçme ve değerlendirmeler konu edilecektir.

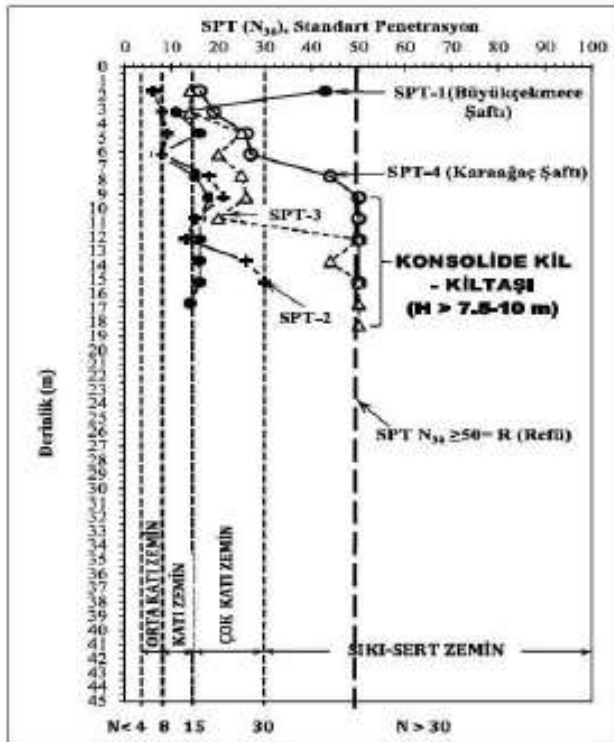
Burada ilk olarak, atık su tüneli güzergâhının projelendirme aşamasında gerçekleştirilen dört adet Standart Penetrasyon (SPT- N_{30}) ölçmelere ilişkin ham veriler (Öztaş, 2012) Şekil 4 kapsamında derlenerek, değerlendirilmiştir. Bu değerlendirmelere göre, SPT - N_{30} değerlerinin $N=5-45$ arasında oldukça değişen değerlerle 0-1,5 m derinliğe kadar topraklaşmış bölüm, 6,0-7,5 m'ye kadar alüvyon ve sonrasındaki derinliklerde ise genellikle katı (*sıkı*), çok katı (*pek sıkı*), materyal sınıfında yer aldığı anlaşılmaktadır. Atık su tünel kazı derinliğinin 20-40 m arasında değişmesi, kazının genellikle Gürpınar Formasyonu içindeki *normal-aşırı konsolide olmuş kil* ve *kilttaşlarında* gerçekleştiği, çakıl cepleri ile kömür tabakalarının kesilmesiyle de Danişment Formasyonu içinde girildiğine işaret etmektedir. Benzer formasyon ve materyallere İstanbul'un Karadeniz kıyısında Yeniköy-Akpınar Yöresinde de (İstanbul Yeni Havalimanı Proje) rastlanmaktadır (Tokgöz, 2013).

Ayrıca, bu araştırma kapsamında kazı materyalinin jeoteknik özelliklerini belirlemeye yönelik diğer ölçmeler ve ilgili büyüklüklere ait istatistiksel analiz ve değerlendirmeler Tablo 1, Şekil 5 ve Şekil 6 çerçevesinde topluca sunulmuştur. İlgili tablo ve şekiller birlikte incelendiğinde şu önemli bulgu ve değerlendirmeler elde edilmektedir:



Tünel Kazı mesafesi (m)

Şekil 3. İstanbul - Büyükçekmece atık su tünelinin 1260 - 2186 m kazı aralığında gerçekleşen itme kuvveti (thrust, ton), "dönme kuvveti (tork, ton.m), kazı ilerleme hızı (mm/dak.) ve zemin şartlandırıcı kimyasal miktarı değişimleri.



Şekil 4. Tünel güzergâhı SPT-N₃₀ verileri

- Materyallerin lazerle yapılan tane boyut dağılımları; +40 no'lu = 0.425 mm elek üstü ortalaması $\bar{\phi}_{(+0.425 \text{ mm})} = \%100$, -200 no'lu elek (0.075 mm) ortalaması ise $\bar{\phi}_{(-0.075 \text{ mm})} = \%92.5$ (%84 -98.8) olup, tamamı ince malzemeden oluşmuştur. Ayrıca, $\bar{\phi} \leq 0.002$ mm kil içerikleri ise % 7.3 – 26 arasında ve değişkenlik katsayılarının düşük olması ($V = \%4.73$), killi tortul materyallerin yapısının az değişken olan kazı materyali sınıfında olabileceğini işaret etmektedir (Tablo 1).

- Killi tortul materyallerin birim hacim ağırlıklarının $\gamma = 1.676 - 1.877 \text{ gr/cm}^3$ arasında, doğal su içeriklerinin ise, $W_n = \%29.35-44.05$ arasında değiştiği ve artan ince malzeme miktarına bağlı olarak birim hacim ağırlık ve doğal su içeriklerinin de arttığı belirlenmiştir (Tablo 1).

- Sözkonusu materyaller Casagrande abağına göre değerlendirildiğinde, Atterberg limit ortalamalarının; likit limitte) $LL = \%86$ ve plastik limitte $PL = \%23$ ve Plastisite görülmektedir (Şek. 5(a)). Bu değerlere göre dolgu materyallerin büyük bir çoğunluğunun $PI=0.73$ ($LL-20$) doğrusunun üstünde yer aldığı için "killi" materyal sınıfında ve $15 \leq PI \leq 40$ sınır aralığında yer aldığından dolayı da "orta (CI) ve yüksek (CH)" ve çok yüksek

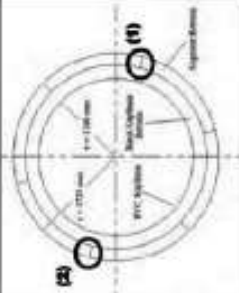
(CV) *plastisiteli* materyal olabileceği belirlenmiştir. Killi tortul materyaller likidite indeksine (LI) göre değerlendirildiğinde ise, büyük çoğunluğunun $0 < LI < 1$ olduğundan "makaslama karşı plastik" bir davranış sergilediği görülmektedir (Şek. 5c).

- Tünel güzergâhı, topaklanma durumuna göre irdelendiğinde ise, "yüksek derecede topaklanmanın" varlığı dikkat çekmektedir (Şek. 5b).

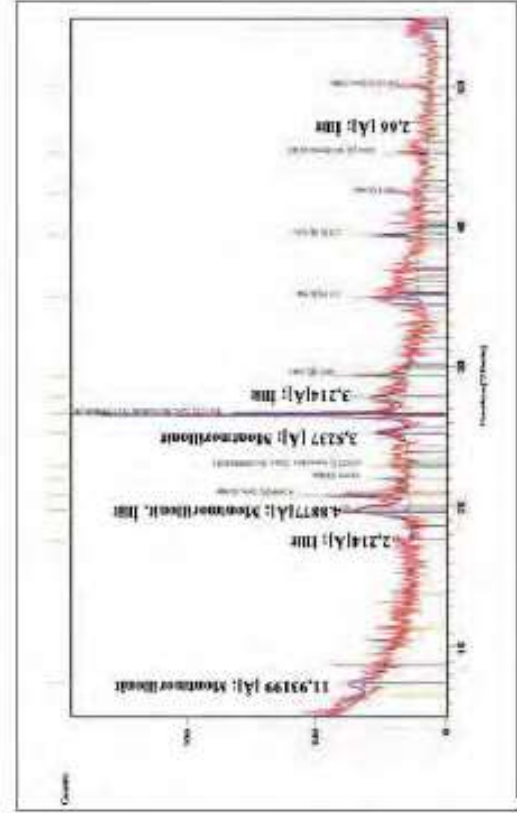
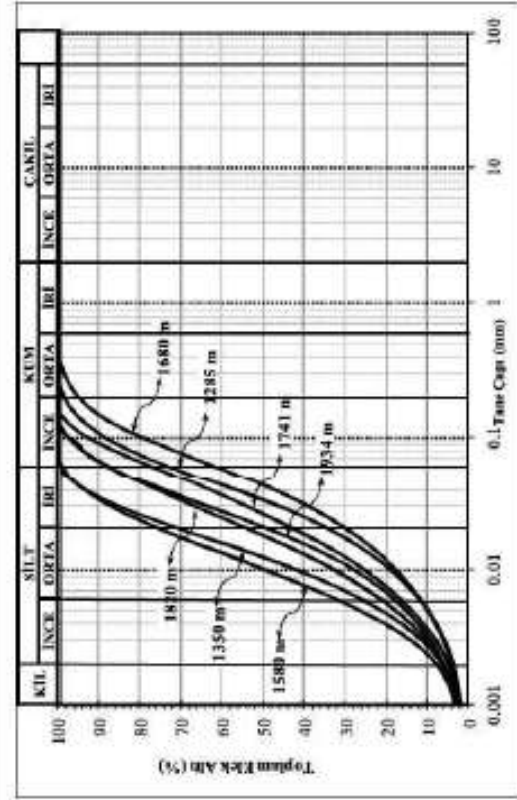
- Tünel güzergâhı kıvamlılık indeksine (I_c) göre değerlendirildiğinde ise, $I_c = 0.40 - 0.98$ değerleri ile *yarı sert-sert materyal* olarak dikkat çekmektedir (Bknz. Şekil 5d). Kapalı modda kazılan materyallerin kendisi arında basınç dengeleyici ortam olarak kullanılabilir. Yumuşak ve çok yumuşak kıvamlı ince taneli materyallerin ($I_c = 0.40 - 0.75$), doğrudan basınç dengeleyici ortam olarak kullanılabilirliği bildirilmektedir (Maidl ve ark., 2012). $I_c \leq 0.40$ kıvamlılık indislerine sahip materyallerin helezonun basınçlandırması tam olarak sağlanamayacağından bu tür materyallerin pek istenmediği, $I_c \geq 0.75$ kıvam indisine sahip zeminlerin ise dengeleyici ortam olarak kullanılmak için pek sıkı (çok katı) olduğu belirtilmektedir (Holman, Thewes, 2013). Bu durumda çok yaygın kullanılan bir yöntem su katılmasıdır. Bu şekilde böylesi materyalleri yapışma ve tıkanma sorunu çok daha sıvık bir duruma getirilebilmektedir (Holman, Thewes, 2013).

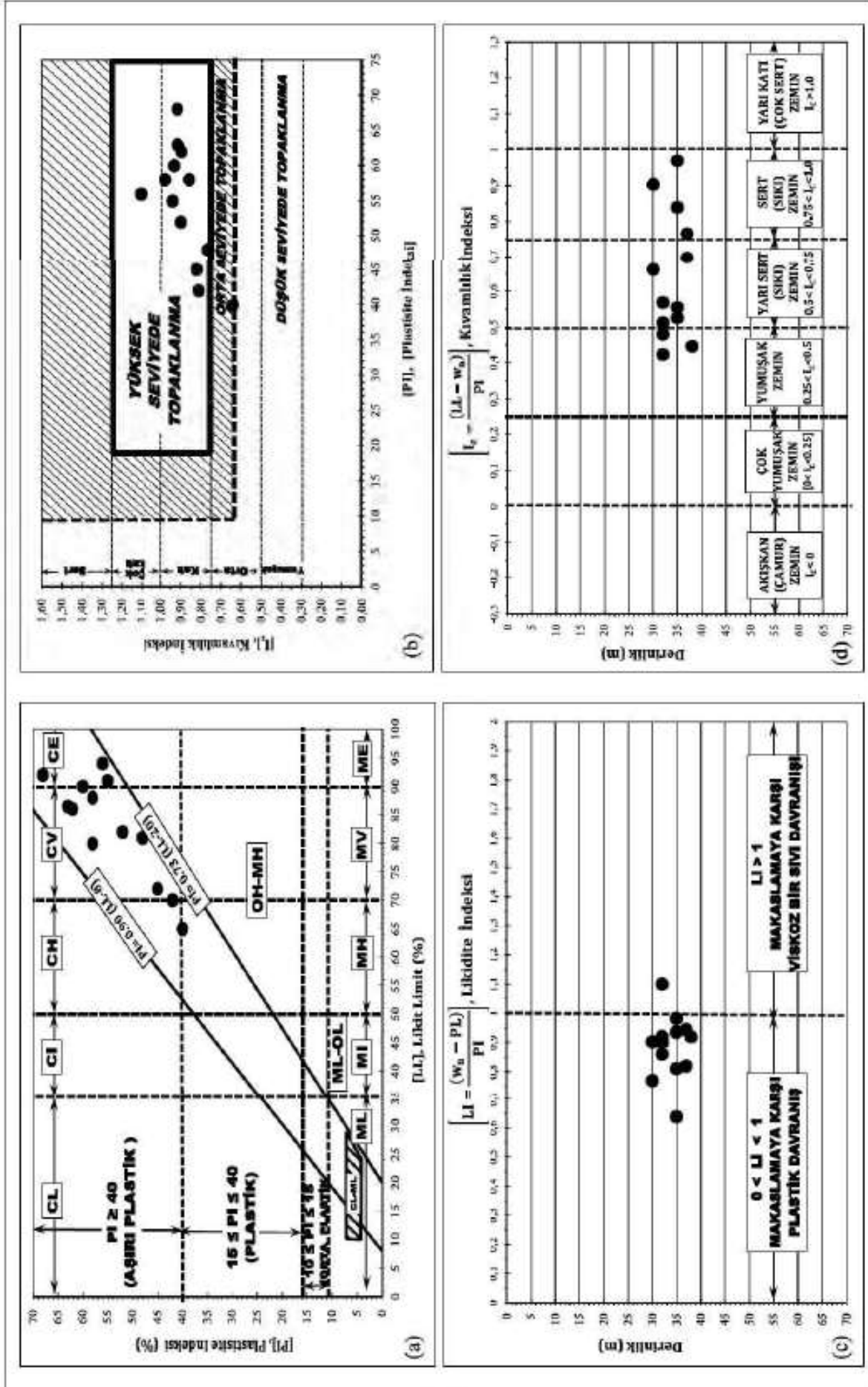
- Adezyonu fazla olan materyallerde kazıya uygun şartlandırma için köpük kullanımı her zaman yeterli olamamaktadır. Bunlara ek olarak kil minerallerini bağlayan katyonların elektrik yükünü nötrleştirici, dolayısı ile kil minerallerini serbest bırakacak (dispersletirici) katkılar veya polimerler kullanılmaktadır. Sadece su ve köpük kullanıldığında da mineraller birbirine yapışarak topaklanabilir ve tünel açma makinasının çelik yüzeylerine yapışarak tıkanmalara sebep olabilirler. Kil çözücü katkı kullanıldığında ise, kil mineralleri birbirinden ayrılarak topaklanmaya ve yapışmaya engel olunur (Milligan, 2000; Avunduk, 2011). Bu çalışmada topaklanma etkisi ince kil bölümü ($\bar{\phi} \leq 1 \mu\text{m}$) suda uzun

Tablo 1 İstanbul-Büyükçekmece Atık Su Tünelinde Gerçekleştirilen Ölçme Verileri ve İstatistiksel Analizi

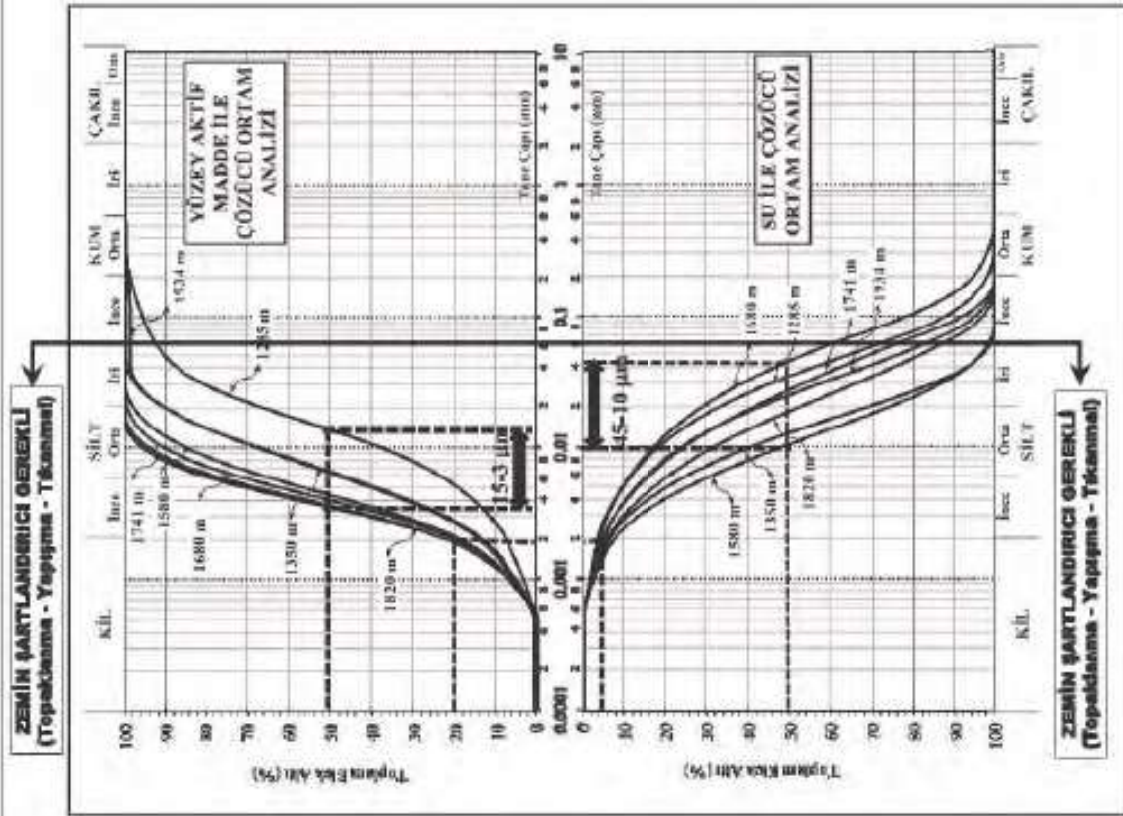
Ölçme verilerinin alındığı tünel güzergâhı ve örneklem yerleri	Derinlik (m)	Formasyon Litolojisi	Tane ebatı dağılımı (%)		Birim Hacim Ağırlığı (% gr/cm ³)	Doğal Su İçeriği W _o (%)	Kıvam Limitleri (%)			Zemin Sınıfı	Taşınma kapasitesi ^(*)		Tork (ton.m)	Thrust (ton)	Kesici kafa hızı (rpm)	Kazı ilerleme hızı	
			425 µm	0.075 mm			≤0.002 mm	LL (%)	PL (%)		PI (%)	N				(kg/cm ²)	(m/dak)
	1285 (1)	Darısuçent Formasyonu	84,0	3,9	M, I, K	35,96	70	28	42	CH	380	19,3	70	350	2,8	143,0	8,58
	1285 (2)		88,5	4,6	M, I, K	39,45	65	25	40	CH	440	22,4	70	350	2,8	27,78	1,66
1350 (1)	1350 (2)	Gürpınar Birimi	91,0	7,2	M, I, K	39,02	90	30	60	CV	400	20,3	85	270	2,8	66,67	4,00
			92,6	6,5	M, I, K	35,06	72	27	45	CV	560	28,5	87,5	260	2,8	28,57	1,71
1580 (1)	1580 (2)	(Çukurçesme Birimi geçişi) İnce taneli Kili, siltli (kobeyonlu) zemin	94,5	3,6	M, I, K	30,03	80	22	58	CV	400	20,3	87,5	225	2,8	28,57	1,71
			91,0	7,2	M, I, K	29,35	92	24	68	CV	400	20,3	87,5	225	2,8	28,57	1,71
1740 (1)	1740 (2)	İnce taneli Kili, siltli (kobeyonlu) zemin	96,6	4,9	M, I, K	32,34	94	28	56	CV	500	25,4	75	155	2,8	72,73	4,36
			89,8	5,0	M, I, K	35,02	82	30	52	CV	400	20,3	87,5	225	2,8	28,57	1,71
1820 (1)	1820 (2)	İnce taneli Kili, siltli (kobeyonlu) zemin	96,5	6,0	M, I, K	44,05	81	33	48	CV	400	20,3	87,5	225	2,8	28,57	1,71
			89,8	7,1	M, I, K	28,52	86	23	63	CV	400	20,3	87,5	225	2,8	28,57	1,71
1934 (1)	1934 (2)	Ortalama	92,30	5,58	-	34,13	83	28	54	-	440	22,36	80,00	252	-	56,05	3,36
			4,38	1,43	-	0,06	4,62	9,06	4,11	8,53	-	66,3	3,39	7,91	57,9	-	43,25
İstatistiksel Analiz	1934 (1)	Ortalama	4,73	25,6	-	13,52	10,91	14,68	15,79	-	15,8	15,17	9,88	22,9	-	77,17	77,28
			89,80	4,69	-	1,730	37,03	77	25	49	-	373	18,97	75,10	194	-	12,84
İstatistiksel Analiz	1934 (2)	Ortalama	95,25	6,48	-	38,75	89	30	60	-	506	25,75	87,90	310	-	99,25	5,95
			4,38	1,43	-	0,06	4,62	9,06	4,11	8,53	-	66,3	3,39	7,91	57,9	-	43,25

ACIKLAMALAR: (*) Zeminin (materyalin) taşıma kapasitesi % 8 hassasiyetle konik uçlu el nemerometresi ile Newton (N) ve kg/cm² olarak ölçülmüştür. LL= Likat Limiti (%), PL= Plastik Limit (%), PI= Plastisite İndeksi (%), CH, CV= Sırasıyla, çok yüksek ve aşırı derecede plastisiteli kiler, M = Mortuarlılıt, I = İltli, K = Kaolinit.





Şekil 5. İstanbul - Büyücekmece Atık Su Tünel Zeminlerinin "Likit Limit (LL)", "Plastisite İndeksi (PI)", "Topaklanma seviyesi (b)", Likidite (c) ve Kıvamlilik (d) İndekslerine göre Analizi (CL, CI, CH, CY, CE= Sırasıyla, Düşük, Orta, Yüksek, Çok yüksek ve Aşırı derecede plastisiteli kiler, ML, MI, MH, MV, ME = Sırasıyla, Düşük, Orta, Yüksek, Çok yüksek ve Aşırı derecede plastisiteli siltler; OH, OL=Sırasıyla Yüksek ve Düşük plastisiteli organik siltler ve siltli zeminler).



Şekil 6. İnce taneli materyallerin tane boyut dağılımının çözücü ortam "su" ve "yüze aktif madde" kullanım durumuna göre analizi ve değerlendirilmesi

Numune Adı	Numune Çapının Göreceli Dağılımı (%)						Tane Çapındaki Dağılım (300) $(d_{60} - d_{10})/d_{60}$ (%)					
	425µm	76µm	38µm	2µm	2µm	2µm	425µm	76µm	38µm	2µm		
1285 (I)	99.5	99.8	81.0	94.0	54	84.8	4.0	7.3	0.30	16.05	57.04	82.50
1350 (I)	100	100	100	100	91.3	95.0	6.5	13.0	0.00	0.00	8.43	100.00
1580 (I)	100	100	99.8	100	92.5	100	7.7	10.0	0.00	0.20	0.11	135.77
1680 (I)	99.8	100	69.5	100	45.2	100	3.6	19.5	0.20	43.88	121.24	481.67
1741 (I)	100	100	84.0	100	69.0	100	4.9	23.5	0.00	19.95	66.67	338.78
1820 (I)	100	100	92.5	100	73.5	100	6.0	22.0	0.00	8.11	36.05	266.67
1934 (I)	100	99.6	92.5	98.6	72.2	98.4	6.1	25.0	0.40	6.59	36.20	328.22

(a) Su ile yapılan analiz

(b) Sodyum Heptamet Meta Fosfat (Na₂H₂P₂O₇) ile yapılan analiz

Numune Adı	Numune % Dağılımına Göre Tane Boyutu (µm)						Numunenin % Dağılımındaki Tane Boyutunun % Dağılımı (300) (%)					
	%30		%50		%60		%10		%30		%60	
	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)
1285 (I)	5.0	2.7	18.0	7.7	33.4	13.6	44.0	17.0	46.90	57.22	59.28	61.36
1350 (I)	2.8	1.6	7.0	3.9	12.5	6.5	16.1	8.5	42.86	44.29	48.00	47.20
1580 (I)	2.4	1.3	5.7	2.8	10.2	4.4	13.5	5.4	45.85	50.80	56.80	60.00
1680 (I)	5.2	1.3	39.0	2.7	48.6	4.0	59.0	4.8	75.90	93.08	90.83	91.86
1741 (I)	3.7	1.2	12.5	2.5	26.3	3.6	37.5	4.5	67.57	80.00	86.51	81.53
1820 (I)	3.0	1.2	9.5	2.5	18.1	3.5	24.5	4.1	60.00	73.68	80.66	85.27
1934 (I)	3.3	1.3	11.2	3.8	21.0	6.4	27.1	8.3	54.53	66.07	69.52	69.37

(a) Su ile yapılan analiz

(b) Sodyum Heptamet Meta Fosfat (Na₂H₂P₂O₇) ile yapılan analiz

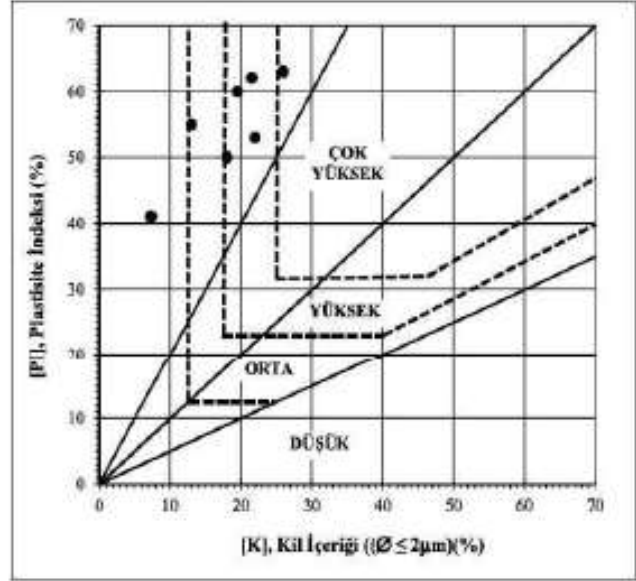
DEĞERLENDİRME NOTLARI:

- Tane boyutu belirlenmesinde çözücü ortam olarak, (a) sadece su, (b) kalgon (sodyum heksametale fosfat) kullanılarak analizler yapılmıştır.
- İncelenen örnek materyallerin kireç (CaCO₃) içeriği çok yüksek olduğundan, Ca⁺⁺ katyonu kil minerallerini bağlamakta ve kırmalı bir yapı oluşturmaktadır. Sadece su ortamında yapılan tane boyutu belirlenmesinde "Ca-kil-Ca-kil" zincirleri ayrılmadığı için kil boyutundaki taneler daha az belirlenmektedir. Çünkü kırmalı yapıda bağlı kil mineralleri serbest değildir. Bu sebeple silt boyutundaki taneler daha fazla bulunmuştur. Nitekim 75 µm'den daha ince 38 ve 2 µm boyut aralığı altına inildiğinde %82.5 - %441.67 (~ 4-42 kat) oranında, kayda değer bir artış sağlanmıştır.
- Materyallerin yüzde 50'ün su ile analizde 45-10 µm boyut aralığında iken, zemin şartlandırma olarak kullanılan yüze aktif madde (kalgon) sonrası 15-3 µm aralığında yer almıştır.

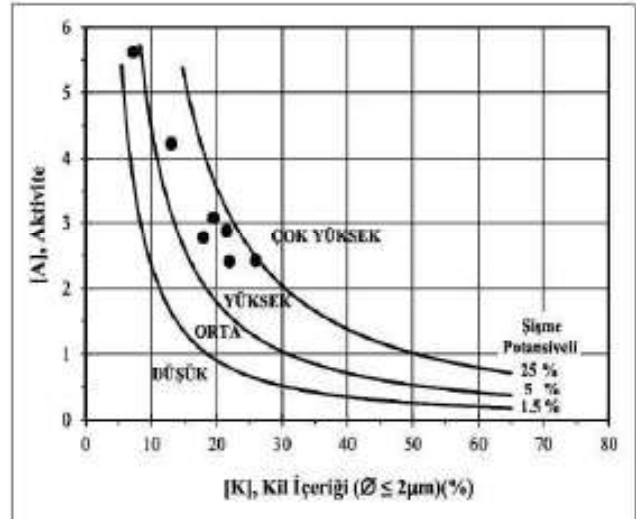
süre (24 saatten fazla) askıda kalıp, çökemedikleri için ölçülememiştir. Killi tortul materyallerdeki olası topaklanmanın, sudan farklı bir çözücü ortam olarak yüzey aktif madde (kalgon, kullanarak çözülebilirliği, 0.1 - 2000 μm aralığında ölçüm yapan "lazer kırınım" yöntemiyle araştırılmıştır (Malvern, 1993; Özer-Orhan, 2007). Kalgon'un kilin topaklanmasını çözdüğü, özellikle $\text{Ø} \leq 2 \mu\text{m}$ boyut aralığındaki kil miktarlarında % 82.50 - %441 (4.41 kat) artış sağladığı saptanmıştır (Bkz. Şekil 6).

• XRD cihazında yapılan analizlerde, kil mineralleri, kaolinit, illit ve montmorillonit olarak saptanmıştır. Özellikle montmorillonit gibi üç tabakalı ve yüksek şişme potansiyeline sahip killerin varlığını Şekil 7 ve 8'de abaklardaki değerlendirmeler de doğrulamaktadır.

İlgili değerlendirmelerden, tane çapı $\text{Ø} \leq 2 \mu\text{m}$ için kil içeriklerinin $K = \%7.3 - \%26$, aktivite aralığının $A = 2.40 - 5.60$, şişme potansiyelinin ise %5 le %25 bantları arasında karşılık gelen "yüksek şişme potansiyeli" bölgesinde yer aldığı anlaşılmaktadır. (Aktivite (A), bir zemin içindeki kil boyutundaki danelerin plastisite indeksinin (PI, %), o zemin içindeki kil boyutundaki danelerin yüzdesine oranı olarak $[A = \text{PI} / \text{Kil içeriği} (\text{Ø} \leq 2 \text{ mm})]$ tanımlanmaktadır. $A < 0.75$ aktif olmayan killer, $A = 0.75 - 0.25$ normal killer, $A > 1.25$ aktif killer olarak sınıflandırılmaktadır (Ulusay, 2001; Arıoğlu, Tokgöz, 2005; Das, 2007)). Böylelikle, tünel güzergâhında karşılaşılan bu tür kil minerallerinin kazı sırasında, topaklanma (lumping), yapışma (adhesion) ve özellikle TBM'in kafasında sarmalanma ve kazılan materyallerin helezon ile aktarılmasında büyük çaplı tıkanmalara (clogging) sebebiyet vereceği burada önem ve öncelikli olarak hatırlanmalıdır. Nitekim benzer bir değerlendirmeye Hollman ve Thewes, 2013 kaynağında da yer verilmektedir. İlgili kaynaktaki; %10'dan fazla şişebilen kil minerali içeren materyaller için yapışma (adezyon) durumunun önemle dikkate alınması gerektiği, her ne kadar montmorillonit intrakristal şişme



Şekil 7. Kil içeriği [K], Plastisite indeksi [PI] abağı



Şekil 8. Kil içeriği [K] – Aktivite [A] abağı

özelliğinden dolayı en yüksek tıkanmaya sebep olma potansiyeline sahip olsa da, diğer kil minerallerinden şişme potansiyeli düşük olan illit ise şişmeyen killer sınıfında yer alan kaolinitin de bu konuda gözardı edilmemesi gerektiği vurgulanmaktadır. İllitin laboratuvar deneyleri sırasında "yüksek adezyon kuvvetleri" geliştirerek tıkanmaya sebep olabileceği kanıtlanmıştır (Hollmann-Thewes, 2013). Kaolinit de ise, "düşük adezyon kuvvetleri" ölçülmesine rağmen, katı ve sert kıvamlılığı yanında ıslandığı zaman suyu ememediğinden cıvıklaşıp, iri topaklar oluşturabileceği, bu topakların da Slurry tipi

bir TBM'in kritik akış yollarında engeller oluşturabileceğine önemle dikkat çekilmektedir (Hollmann–Thewes, 2013). Bu killi tortul materyallerin mekanik kuvvetler etkisinde şekil bozukluğu (deformasyonu) ve akış özellikleri (elastisite, plastisite ve viskozitelerinin) “reolojik” olarak mutlaka araştırılarak, açıklanmalıdır.

• Bu kapsamda elde edilen diğer önemli bir değerlendirme de, tünel güzergâhı boyunca kazılan killi tortul materyallerde yüksek karbonat ve kireç içeriği saptanmış olmasıdır.

Bu çalışma genelindeki tüm değerlendirmelere paralel olarak killi tortul materyallerin kazısında “*tork*”, “*thrust*” ve “*kazı ilerleme hızlarının*” plastisite indeksine bağlı olarak fonksiyonel kestirimini araştırmak üzere tek ve çok değişkenli regresyon analizi yapılmış, oldukça anlamlı ve kestirim gücü yüksek matematik bağıntılar elde edilmiştir (Tablo 2, Şek. 9).

Bu bağıntılarda, kazı performansını belirleyen ve denetleyen önemli bir büyüklük olarak “*plastisite indeksi*” önem ve öncelikli olarak dikkat çekmektedir. Artan itme (*thrust*) ve dönme (*tork*) kuvvetlerinde, materyalin plastisitenin artmasıyla kazı ilerleme hızı azalmaktadır.

Topaklanma, yapışma ve tıkanma yaratacak yüksek ve çok yüksek plastik özellikteki ince taneli killi tortul materyallerin kazı ilerleme hızını optimum seviyede tutabilmek, kesici kafadaki gerekli karşıt ayna basıncını sağlamakla, diğer bir anlatımla gerekli ve yeterli miktarda zemin şatlandırıcı kimyasal kullanmakla ancak sağlanabilir. Böylelikle kesici kafadaki *tork* ancak azaltılabilir. Nitekim, bu çalışmada TBM'in 734 kN.m (75 ton.m) olan teorik *tork* değerinin yer yer kazıda 100-120 ton.m (+%33) ile aşıldığı, ancak trustta ise, teorik 1380 ton'luk toplam *thrust* değerinin maksimum 380 (%27.5) tonuna, ulaşabildiği anlaşılmaktadır. Burada, TBM'in mekanik mevcudiyeti ile, mekanik veriminin de kazı performansı analizlerinde, gözardı edilmemesi gerektiği önemle hatırlanmalıdır.

4 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

EPB-TBM'lerin yapışma, topaklanma ve tıkanmaya karşı kazı makinası ve kazı materyali arasında *risk yönetim modelleri*” geliştirilebilmesine bilimsel alt yapı destekli örnek bir araştırma sağlayabilmek amacıyla tasarlanan bu araştırma, bütünüyle değerlendirildiğinde şu önemli sonuçlar elde edilebilir:

• Miyosen yaşlı Çukurçeşme ve Güngören Formasyonları ile geçişli *Gürpınar Formasyonu* içinde Lovat Marka EPB TBM'le yaygın olarak killi tortul materyallerde, Ø=3,45 m kazı çapında toplam 6,09 km'lik ve 20-40 m derinliğinde açılan İstanbul-Büyükçekmece atık su tünel güzergâhının 1285-2186 m arasındaki gerçekleştirilen jeoteknik ölçmeler neticesinde; killi tortul materyallerin $PI \geq 40$ sınır aralığında “*aşırı (CV)* ve *çok aşırı plastik (CE)*” sınıfında yer almıştır. Tüm örneklerde kil mineralleri olarak “*kaolinit*”, “*illit*” “*montmorillonit*” varlığı dikkat çekmiştir. Özellikle üç tabakalı kil minerali olan montmorillonit, $LL \geq 70$ ve $PI \geq 40$ sınır şartlarında *CV* ve *CE* bölgelerinde *yüksek-çok yüksek plastisiteli kil* olarak yer almış ve $A = 2.4 - 5.6$ gibi yüksek aktiviteyle ($A \geq 1.25$) %5 - %25 arasında değişebilen şişme potansiyeline sahip olduğu belirlenmiştir.

• Kazı performansını belirleyen ve denetleyen büyüklük “*plastisite indeksi*” ve olarak dikkat çekmektedir. Nitekim artan itme (*thrust*) ve dönme (*tork*) kuvvetlerinde, materyalin plastisitenin artmasıyla kazı ilerleme hızı azaldığı, kestirim gücü yüksek matematik bağıntılarla belirlenmiştir.

• Killi tortul materyal kazılarında özellikle Danişment Formasyonu içindeki iri boulder'lar (iri yuvarlak çakıllar) hınlıduran “*çakıltaşı cepleri*” çeren materyaller, kazı sırasında TBM'in dişlilerinde ciddi arıza ve hasarlara sebebiyet verebildiği, TBM'in baskı ve dönme kuvveti ile dönme hızında ani düşüşler yaratarak, kontrollü kazı geçişlerini gerektirmiştir.

Tablo 2. Fonksiyonel kestirim (regresyon) analizi ve kestirim güçleri dağılımı

(a) Regresyon Analizi ve Bağıntıları

Regresyon Bağıntısı		Korelasyon Katsayısı (r)	Anlamlılık Testi	
1	$\dot{I} = 142 - 4.73 [K]$	$r = 0.684$	$t = 2.097 > t_{0.9500, n=5} = 2.015$	% 95.00
2	$\dot{I} = 340 - 5.18 [PI]$	$r = 0.933$	$t = 5.785 > t_{0.9975, n=5} = 4.773$	% 99.75
3	$\dot{I} = 337 - 5.11 [I_c]$	$r = 0.851$	$t = 4.835 > t_{0.9975, n=5} = 4.773$	% 99.75
4	$\dot{I} = 452 - 4.82 [Tr]$	$r = 0.828$	$t = 3.305 > t_{0.9850, n=5} = 3.003$	% 98.50
5	$\dot{I} = -38.9 + 0.376 [Th]$	$r = 0.505$	$t = 1.308 > t_{0.8500, n=5} = 1.156$	% 85.00
6	$\dot{I} = -38.1 + 2.65 [W_n]$	$r = 0.397$	$t = 0.969 > t_{0.8000, n=5} = 0.920$	% 80.00
7	$\dot{I} = 369 + 1.63 [K] - 6.25 [PI]$	$r = 0.942$	$t = 6.296 > t_{0.9975, n=4} = 5.598$	% 99.75
8	$\dot{I} = 455 - 3.78 [PI] - 2.33 [Tr]$	$r = 0.983$	$t = 11.972 > t_{0.9995, n=4} = 8.610$	% 99.95
9	$\dot{I} = 450 - 3.13 [I_c] - 1.42 [Tr]$	$r = 0.903$	$t = 5.679 > t_{0.9975, n=4} = 5.598$	% 99.75
10	$\dot{I} = 341 - 5.05 [PI] - 25 [Tr/Th]$	$r = 0.933$	$t = 5.810 > t_{0.9975, n=4} = 5.598$	% 99.75
11	$\dot{I} = 455 - 0.73 [K] - 3.15 [PI] - 2.59 [Tr]$	$r = 0.985$	$t = 12.715 > t_{0.9990, n=3} = 10.214$	% 99.90
12	$\dot{I} = 414 + 2.04 [K] - 6.77 [PI] - 0.67 [W_n]$	$r = 0.946$	$t = 6.528 > t_{0.9950, n=3} = 5.841$	% 99.50
13	$Tr = 76.6 + 0.307 [K]$	$r = 0.259$	$t = 0.599 > t_{0.7000, n=5} = 0.559$	% 70.00
14	$Tr = 33.1 - 0.91 [K] + 1.2 [PI]$	$r = 0.767$	$t = 2.671 > t_{0.9750, n=4} = 2.571$	% 97.50
15	$Tr = 35.6 - 0.887 [K] + 1.17 [PI] - 0.037 [W_n]$	$r = 0.767$	$t = 2.677 > t_{0.9500, n=3} = 2.353$	% 95.00
16	$Th = 329 - 7.86 [K] + 1.21 [PI]$	$r = 0.720$	$t = 2.323 > t_{0.9500, n=4} = 2.132$	% 95.00
17	$Th = 678 - 4.63 [K] - 2.86 [PI] - 5.21 [W_n]$	$r = 0.866$	$t = 3.873 > t_{0.9000, n=3} = 3.482$	% 98.00

\dot{I} = Kazı ilerleme hızı (mm/dak), Th = Thrust (itme kuvveti) (ton), Tr = Tork (dönme kuvveti) (t.m), W_n = Doğal Su İçeriği (%), K = Kül İçeriği (%), PI = Plastisite İndeksi, I_c = Kıvamılık İndeksi, t = Verilen güvenirlilik ve serbestlik derecesine karşı gelen student sayısı

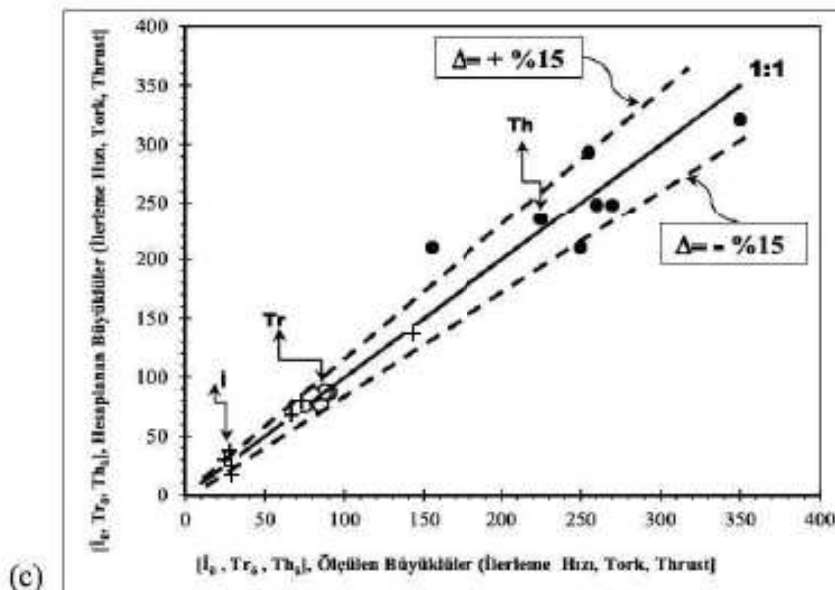
(b) Kazı ilerleme hızı, Tork ve Thrust Büyüklüklerinin Kestirim Güçleri Analizi

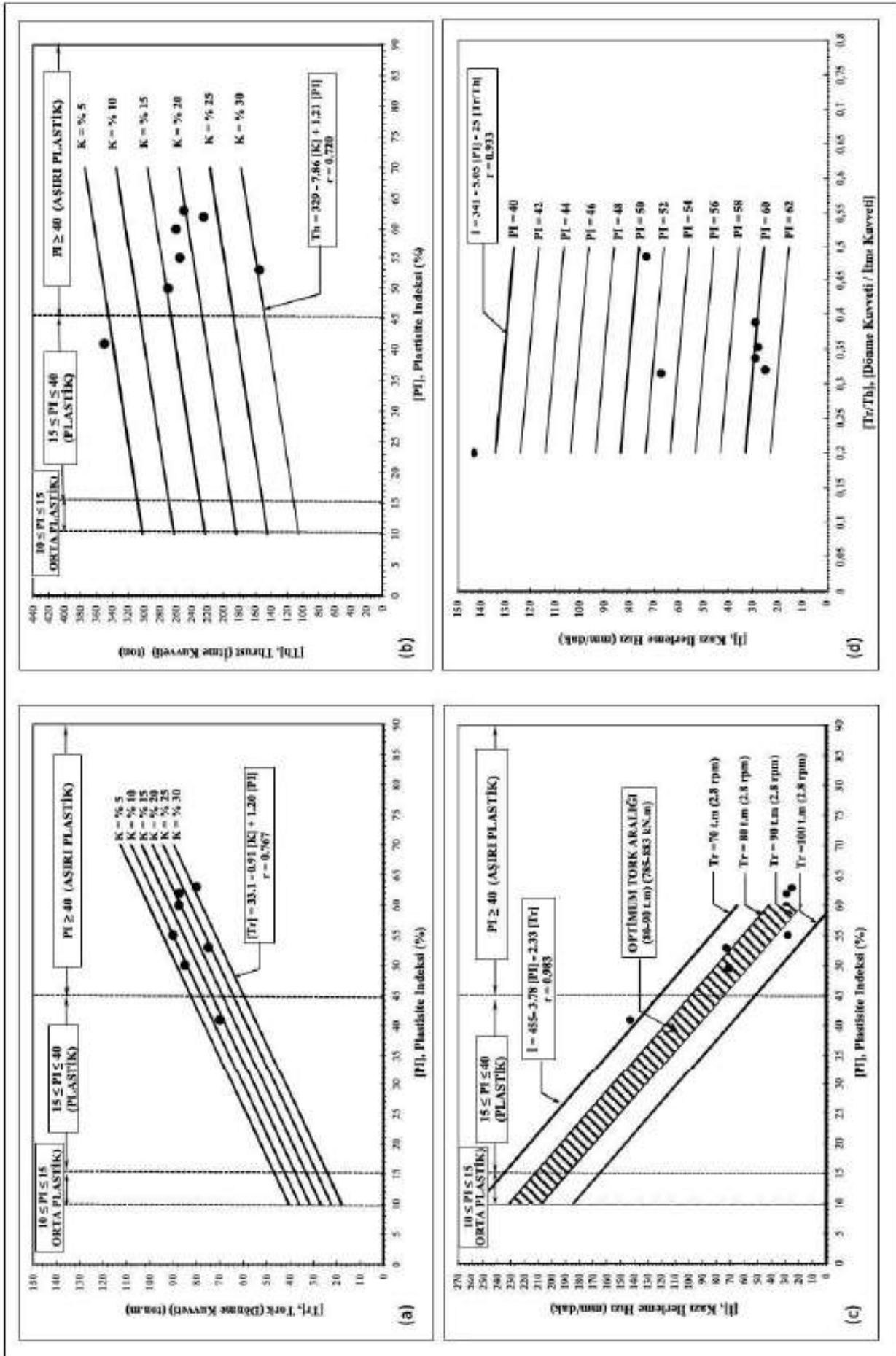
Numune Adı	Kestirim Gücü Büyüklükleri						Kestirim Gücü (%) (A) - (B-h)/B x 100, (%)		
	\dot{I} (8) ⁽¹⁾		Tr (14) ⁽¹⁾		Th (16) ⁽¹⁾		$\Delta \dot{I}$	ΔTr	ΔTh
	\dot{I}_s	\dot{I}_h	Tr_s	Tr_h	Th_s	Th_h			
1285 (I)	143	136.92	70	75.66	350	321.23	4.25	-8.09	8.22
1350 (I)	28	37.40	90	87.27	255	293.37	+33.57	3.03	+15.05
1580 (I)	67	67.95	85	76.72	270	248.02	-1.42	9.74	8.14
1680 (I)	29	24.33	87.5	87.36	260	248.33	16.12	0.16	4.49
1741 (I)	29	16.77	87.5	87.94	225	235.03	42.19	-0.50	-4.46
1820 (I)	73	79.91	75	76.68	155	220.21	-9.47	-2.24	-42.07
1934 (I)	25	30.46	80	85.04	250	200.87	-21.84	-6.30	19.65

(1) Parantez içindeki rakamlar, Tablo 2'deki regresyon bağıntı numaralarını göstermektedir. (Şekil 8c (8), 8b(14), 8a (16) no'lu bağıntılara karşılık gelmektedir)

\dot{I}_s, Tr_s, Th_s = Sırasıyla, Kazı İlerleme Hızı (mm/dak), Tork (ton.m) ve Thrust (ton) büyüklüklerinin "Ölçülen" Değerleri

\dot{I}_h, Tr_h, Th_h = Sırasıyla, Kazı İlerleme Hızı (mm/dak), Tork (ton.m) ve Thrust (ton) büyüklüklerinin "Hesaplanan" Değerleri





Şekil 9. Plastisite indeksi ile [Tork/Thrust] büyüklüklerine bağlı olarak tork, thrust ve kazı ilerleme hızı kestirim abakları

• İnce taneli tortul materyallerin kazılmasında kullanılacak “materyal şartlandırıcı kimyasal maddelerin bileşimi/türü ve miktarı” belirlenmeden önce, mutlaka kil ve kil boyutundaki diğer taneciklerin (kuvars, feldispat ve karbonat miktarları v.d) mineralojik yapıları ve bileşimleri belirlenmelidir. Bu minerallerin kil veya killi tortul materyalde tabakalanması ve tabakaların yönelimi, kıvrım limitleri (Atterberg) değerleri, tane boyutları ve dağılımı ($\emptyset \leq 2 \mu\text{m}$), kil yüzdesi, gözenek çapları, su aldıklarında şişmeleri halinde çevrelere yapacakları ozmotik basınç, kation değişim kapasitesi, özgül (spesifik) yüzey alanı, elastisite, plastisite ve vizkosite gibi “reolojik” özellikler titizlikle analiz edilip, ayrıntılandırılmalıdır. Söz konusu analizler yapılmaksızın, özellikle kıvrım indisi; sıkı (katı) - pek sıkı (çok katı) yapıdaki kil (kaolinit gibi) veya killi materyallerde yalnızca su ile yumuşatılarak yapılacak bir kazıda, kil materyalinde (kil tanecikleri arasında) %30-40 oranındaki ince gözeneklere suyun giremeyip, materyalin yüzeyinden akıp gitmesi kaçınılmazdır. Böylelikle, kazı sırasında hem gereksiz yere aşırı miktarda su tüketilecek, hem de kesici kafa, keskiler ve konveyörde *yapışma, topaklanma ve tıkanmadan* dolayı TBM’in artan tork değerlerine bağlı olarak birim m³ materyal için tüketilecek enerji miktarı (kwh) [spesifik enerji (kwh/m³)] artışları kaçınılmaz olacaktır. Bu durumun ise, tünelin birim kazı maliyetlerini doğrudan arttıracığı burada önem ve öncelikli olarak hatırlanmalıdır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bir araştırma projesine ham veri destekleriyle gösterdikleri mesleki ve bilimsel duyarlılıklarından dolayı ÖZTAŞ İnşaat Malzemeleri A.Ş.’nin Sayın Yetkililerine en derin teşekkürlerini sunmayı bir görev bilirler. Ayrıca, bu çalışma sırasında yardımlarından dolayı Yüksek Maden Mühendis adayı Harun CİNGÖZ’e de teşekkürlerini sunarlar.

KAYNAKLAR

- Arioğlu, E., 2009. *Tünelcilik Ders Notları*, 7. Bölüm, Yıldız Teknik Üniversitesi.
- Arioğlu, E., Tokgöz, N., 2005. *Çözümlü Problemlerle Şev Stabilite Analizi*, Evrim Yayınevi, 417s., İstanbul.
- Arıç (Sayar), C. 1955. *Geology of Haliç-Küçükçekmece Lake*. İstanbul Technical University, PhD Thesis.
- Avunduk, E., 2011 *Mekanize Tünel Kazısında Adezyon Problemi*, Seminer Notları, İTÜ, Maden Fakültesi.
- Bilgin, N. 1989. *İnşaat ve Maden Mühendisleri İçin Uygulamalı Kazı Mekaniği*, Birsen Yayınevi, 192s.
- Dalgıç, S., 2004. *Factors Affecting the Greater Damage in the Avcılar Area During the 17 August 1999 Izmit Earthquake*, Bulletin of the Bull. Eng. Geol. Env., 63, 221-232.
- Daniele, P., Oggieri, C., Borio, L., 2009, *Using the Slump Test to Assess the Behavior of Conditioned Soil for EPB Tunneling*, Environmental & Engineering Geoscience, Cilt XV, 3, s.167-174.
- Das, B.M. 2007. *Principles of Foundation Engineering*, Seventh edition, (794p.)
- EFNARC, 2005, *Specification and Guidelines for the Use of Specialist Products for Mechanized Tunneling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock*, s.1-40.
- Hollmann, F.S., Thewes, M., 2013, *Assessment Method for Clay Clogging and Disintegration of Fines in Mechanized Tunneling*, Tunneling and Underground Space Technology, 37, s.96-106.
- Hollmann, F.S., Thewes, M., 2012, *Evaluation of the tendency of clogging and separation of fines on shield drives*, Geomechanics and Tunneling, 5 (5), s.574-580.
- İBB, 2012. *İstanbul İl Alanının Jeolojisi*, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, Deprem ve Zemin İnceleme Müdürlüğü, İstanbul, 89s.
- Maidl, B., Herrenknecht, M., Maidl, U., Wehrmeyer, G., 2012. *Mechanized Shield Tunneling*, Ernst & Sohn, Berlin, 463p.
- Milligan, G., 2000, *Lubrication and Soil Conditioning in Tunneling, Pipe Jacking and Microtunneling*, s.1-46.
- Malvern 1993. *Diffraction References*, MAN 0073 and *Instrument Manuel*, MAN 0054, Malvern Instruments Ltd. Spring Lane South Wores, U.K.
- Özer, M., Orhan, M. 2007. *Lazer kırınım yöntemiyle zeminlerin tane boyut dağılımının belirlenmesi: Genel ilkeler ve örnek hazırlama yöntemi*, Gazi Üniv. Müh. Mim. Fak. Der. Cilt 22, No:2 21-226.
- ÖZTAŞ 2013. *Büyükçekmece Atıksu Tüneli Projesi*, Öztaş İnşaat Malzemeleri Ticaret A.Ş., İstanbul.
- Peila, D., Oggeri, C., Borio, L., 2009. *Using The Slump Tests To Assess The Behavior Of Conditioned Soil For EPB Tunneling*,

- Environmental & Engineering Geoscience, XV (3), 167-174.
- Thewes, M., Burger, W., 2004, Clogging risks for TBM drives in clay, Tunnels & Tunnelling International, s.28–31.
- Thewes, M., Budach, C., 2010, Soil Conditioning With Foam during EPB Tunneling, Geomechanics and Tunnelling 3 (3), s.256–267.
- Tokgöz N., 2013. İstanbul İli Yeniköy-Akpınar-Ağaçlı Yöresi Açık Ocak Maden Alanlarındaki Dolgu Ve Dolgu Altı Materyallerin Jeoteknik Analizi Ve Değerlendirmesi, 23rd International Turkish Mining Congress and Exhibition, 16-19 April 2013, Vol: A, (pp.151-163)
- Ulusay, R., 2001, Uygulamalı Jeoteknik Bilgiler, JeolojiMühendisleri Odası, No:38, Ankara,385s.

Büyükçekmece Atıksu Tüneli Projesinde TBM Uygulaması

TBM Application in Buyukcekmece Waste Water Tunnel Project

I.S. Binen, V. Kuruyer

Öztaş İnşaat İnşaat Malzemeleri Ticaret A.Ş., İstanbul, Türkiye

ÖZET Büyükçekmece Atık Su Tüneli bölgede yer alan ve çevre kirliliğine sebep olan atık suların toplanması ve arıtma tesisine ulaştırılması amacıyla tasarlanan proje çerçevesinde inşa edilmektedir. Tünelin açılmasında Lovat marka EPB tünel açma makinesi kullanılmaktadır. Proje kapsamında yer alan güzergah içerisinde karşılaşılan formasyon Gürpınar formasyonu olarak tanımlanmıştır. Bu bildiride projenin ve tünel açma makinesinin teknik detayları sunulmuş, proje boyunca karşılaşılan sorunlar ve uygulanan çözümler tartışılmış, kazı performansının değerlendirilmesi yapılmıştır.

ABSTRACT Buyukcekmece Waste Water Tunnel is being constructed under the project which was designed to collect and then transport hazardous waste waters of the region to the water treatment plant. The tunnel is being excavated with an EPB mix shield tunnel boring machine (TBM) produced by Lovat. Geological formation which lies on the tunnel route was defined as Gurpınar formation. In this paper, technical details of the project and TBM were presented, encountered problems and solutions applied were discussed, and excavation performance of the TBM was analyzed.

1 PROJENİN TANIMI

Büyükçekmece Atık Su Tüneli bölgede yer alan ve çevre kirliliğine sebep olan atık suların toplanması ve arıtma tesisine ulaştırılması amacıyla tasarlanan proje çerçevesinde inşa edilmektedir. Tünel projesinin toplam uzunluğu 6,09 km olup Büyükçekmece gölünün kıyısına yaklaşık 500 metre mesafe ile paralel olarak konumlandırılmıştır. Büyükçekmece Atık Su Tüneli 3 shaft olarak projelendirilmiştir. Giriş shaftı ile orta shaft arasındaki mesafe 2649 m ve orta shaft ile varış shaftı arasındaki mesafe ise 3454 m'dir. Tünel kazı çapı 3450 mm'dir. Tünelin ikinci kaplamasının tamamlanmasının ardından elde edilecek nihai çap 2600 mm'dir. Tünel güzergâhının uydu görünümü Şekil 1'de verilmiştir.

Tünelin açılmasında Lovat marka EPB tünel açma makinesi kullanılmaktadır. Makinenin teknik özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. TBM'in kesici kafasında 21 adet kazıcı uç (ripper), 24 adet sıyrıcı ve göbek kısmında büyük kama (burun) yer almaktadır. Kesici kafanın genel tasarımı Şekil 2'de görülmektedir. Projede kullanılan makine daha önce Gürpınar Atıksu Tüneli (5227 m) ve Firüzköy Atıksu Tünelinin (3770 m) inşasında faaliyet göstermiştir.

2 BÖLGENİN JEOLJİSİ

Çalışma alanı içerisinde hâkim olan jeolojik formasyonlar Gürpınar, Çukurçeşme, Güngören ve Bakırköy formasyonlarıdır. En altta Eosen yaşlı Kırklareli formasyonu yer

almaktadır. Bu formasyonun üzerinde Oligosen yaşlı, başlıca sert kil ve kiltaşlarından oluşan, az oranda silt ve kum ardalanmalarının gözlendiği Gürpınar formasyonu bulunmaktadır. İnceleme alanın jeoloji haritası Şekil 3'te sunulmuştur.

Proje kapsamında yer alan güzergah içerisinde ise karşılaşılan formasyon Gürpınar formasyonu olarak tanımlanmıştır. Yüzeye çok yakın seviyelerde ise Alüvyon oluşumları bulunmaktadır. Gürpınar formasyonunun Üst seviyeleri kireçtaşı aratabakalı kiltaş, silttaş ve kumtaş ardalanmalarından oluşur. Büyükçekmece gölünün kuzeybatısından itibaren Mimarsinan, Güzelce, Türkoba ve Karaağaç köyleri arasında geniş alanlarda yüzeylenmeler yapar.

Gürpınar formasyonu sarımsı gri, kahvems gri renkli mikalı kumtaşları ile ardalanmalı gri renkli marn, kiltaş ve linyit bantlarından oluşmaktadır. Kil oranının artması ile marn, killi marn, kil ve şeyle geçilir. Kil, tabakalı mavi-yeşil renklidir ve çok plastik ile az plastik arasında değişen özellik göstermektedir.

Proje öncesi yapılan etüt çalışmalarında killi zonların SPT N30 değerinin 14 – Refü arasında değiştiği saptanmıştır. Bu zonlar üzerinde yer alan alüvyonlarda N30 değeri 5 – 43 arasında değişmektedir. Gürpınar formasyonuna ait kil birimlerin doğal su içeriği %20 ile %32 arasında dalgalanmaktadır. Alüvyon birimlerde ise doğal su içeriği %30 - %35 arasında yer almaktadır. Tünel güzergahı üzerinde kazısı yapılacak olan zeminlerin plastisite indisinin %20 ile %40 arasında değişim göstereceği etüt çalışmaları ile belirlenmiştir. Kazısı yapılan alüvyon zemin ve Gürpınar formasyonu birimlerine ait bazı büyüklükler Çizelge 2'de verilmiştir.

Az plastik kil zonları içerisinde kömür bantları yer almaktadır. Kazı faaliyetleri sırasında rastlanan kömür parçaları numune olarak alınmış ve analize gönderilmiştir. Analiz sonuçlarına göre kazılan kömürlerin düşük kalori ve sülfür içeriği değerlerine sahip genç oluşumlu linyitler olduğu belirlenmiştir. Metan ve hidrojen sülfür riskine karşı TBM'e erken uyarı sistemi

yerleştirilmiştir. Gaz ölçüm sistemi (Lel, H2S, CO ve O2) verileri bilgisayara aktarılarak sürekli kayıt altına alınması sağlanmış ve geriye dönük haftalık ve aylık raporlar halinde derlenmiştir.



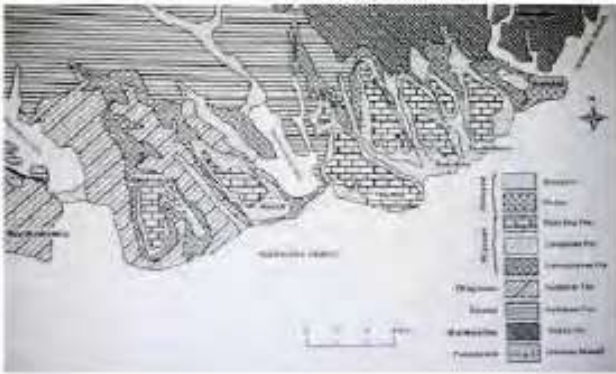
Şekil 1. Tünel güzergahının uydu görünümü

Çizelge 1. TBM'e ait teknik özellikler

Marka	Lovat
Model	RMP 136SE 19500
Kazı Çapı	3450 mm
Kafa Dönüş Hızı	0 – 6,2 RPM
Keskiler	21 Ripper, 24 Sıyırıcı, Göbekte Büyük Burun
Tork Kapasitesi	734 kN.m (@ 5,2 RPM (yumuşak zemin))
Yönlendirme Silindiri Sayısı	8
Yönlendirme Silindiri Baskı Kapasitesi	140 ton/silindir
Yönlendirme Silindiri Stroğu	100 mm
İtki Silindiri Sayısı	12
İtki Silindiri Stroğu	1800 mm
Toplam İtki Kapasitesi	1380 ton (115 ton/silindir)
Bant Konveyör Hızı	100 m/dak (maksimum)
Bant Konveyör Kapasitesi	180 m ³ /saat
Segment Eni	1 m
Segment Kalınlığı	20 cm



Şekil 2. Kesici kafanın genel görünümü



Şekil 3. İnceleme alanının jeoloji haritası

Çizelge 2. Kazısı yapılan zemine ait bazı büyüklükler

Zemin Türü	Gürpınar Fm.	Alüvyon
Su İçeriği (%)	20 - 32	30 - 35
Likit Limit (%)	37 - 67	45 - 75
Plastik Limit (%)	22 - 31	23 - 33
Plastisite İndisi (%)	15 - 36	21 - 41
SPT N30	14 - Refü	5 - 43
Serbest Basınç (kg/cm ²)	0,6 - 1,5	1,2
Kohezyon (kg/cm ²)	0,3 - 0,9	0,2
İçsel Sürtünme Açısı	5 - 9	9

3 KAZI SİSTEMİ

Proje boyunca konsolide ve su içeriği düşük killi zonlarda çalışılmıştır. Kazı faaliyetleri açık EPB modunda gerçekleştirilmiş ve kesici kafada herhangi bir basınçlandırma yapılmamıştır.

Kazı esnasında karşılaşılan en büyük zorluk kesici uçlar tarafından sökülen ve fıskiyeler ile ıslatılarak bulamaç formuna gelen hafriyatın kafa içerisine, helezon sistemine ve buradan da bant konveyöre nakli esnasında yaşanmıştır. Bu problemin çözümüne yönelik olarak zemin koşullandırma sistemi gözden geçirilmiş ve yapılabilecek iyileştirmeler değerlendirilmiştir. Tork, itki (thrust) ve ilerleme miktarları sürekli olarak gözlem altında tutulmuştur. Dişli sistemleri ve motorları aşırı yükten korumak amacıyla önceden belirlenen 2,8 – 3,2 RPM arası kafa dönme hızı proje boyunca sabit tutulmuştur. İlerleme miktarının çok düştüğü ve kazı sürelerinin uzadığı nadir bölgelerde kesici kafanın rotasyon hızı 1,9 – 2,4 RPM arasına indirilerek fazladan tork gücü elde edilmesi sağlanmış ve bu sayede ilerleme miktarı ve kazı sürelerinde iyileşmeler gözlenmiştir.

Projede kullanılan TBM'de zemin koşullandırma kesici kafadan kazı arınına 3 hattan köpük verilmesi ile gerçekleştirilmektedir. Proje süresince zemin koşullandırıcı kimyasal olarak İksa Beton ve Yapı Kimyasalları firmasının ürünü olan Exfoam 1 kullanılmıştır. Basınç hattından gelen su GCS (Ground Conditioning System) ünitesinde 3 hatta ayrılmakta ve kimyasal tankından gelen kimyasal ile karıştırılmaktadır. Kesici kafada arına püskürtülmeden hemen önce 6,9 bar basıncında hava ile karıştırılarak köpük oluşumu gerçekleştirilmektedir. Proje esnasında uygulanan zemin koşullandırma sistemi ve uygulamasına ait teknik veriler Çizelge 3'te verilmiştir.

Çizelge 3. GCS teknik verileri

GCS Hat Sayısı	3
GCS Su Kapasitesi	284 lt/dak
Kimyasal Tipi	Exfoam I
Kimyasal Miktarı	6 lt/m (0,3 lt/dak)
Kimyasal Çözeltisi	284,3 lt/dak
Hava Basıncı	6,9 bar
Kimyasal Oranı	% 0,1

4 PROJE ESNASINDA KARŞILAŞILAN BAŞLICA SORUNLAR VE UYGULANAN ÇÖZÜMLER

4.1 Eşanjör Sorunu

Tünel açma makinesinin montajı ocak ayında gerçekleştirilmiştir. TBM tünel içerisinde 400 m kadar ilerleme yaptıktan sonra periyodik kontrol amaçlı gerçekleştirilen yağ analizlerinde hidrolik yağ içerisinde %0,3 su ve %0,2 tortu tespit edilmesiyle eşanjörde kaçak olduğu belirlenmiştir.

Kaçak sebebiyle hidrolik yağa su ve suya da hidrolik yağ karışmaktadır. Hidrolik yağda bulunan su ve tortu yağın özelliğini bozmakta ve makine performansını düşürmektedir. Aynı zamanda uzun vadede hidrolik sistem üzerinde yer alan motor ve pompalara zarar verme riski oluşturmaktadır. Eşanjörün soğutma becerisi de azalmaktadır.

Sorunlu eşanjörün değiştirilmesi ve yeni eşanjörün adaptasyonu için makine üzerinde bir takım ufak modifikasyonlar gerçekleştirilerek arızalı eşanjör değiştirilmiştir. Hidrolik yağ tamamen yenilenmiş ancak hidrolik yağ içerisindeki su motor, piston ve pompa sistemlerinde cidarlara yapışma yaptığından sistem sudan tamamen arındırılmamıştır. Yine de su ve tortu içeriğinde düşüş sağlanabilmiş, böylelikle hidrolik yağ içerisindeki su ve tortu düzeyi kabul edilebilir düzeye indirgenmiştir. Bu sayede karşılaşılan problem aşılmış ve üretim süreci normal seyrinde devam etmiştir.

Karşılaşılan bu sorun zaman kaybı ve maliyet doğurmuştur. Özellikle makine tünel içerisindeyken ve proje devam ederken müdahale imkânlarının kısıtlı olması çözüm üretmede güçlük yaratmaktadır. Bu nedenle makinenin periyodik yağ kontrollerinin ve eşanjörün rutin kontrollerinin ne denli önemli olduğu bir kez daha anlaşılmaktadır. Özellikle kış aylarında veya soğuk iklimlerde yapılan montaj çalışmalarında donma riskine karşı önlem alınmalı, soğuk hava koşullarında yapılan montajların ardından rutin yağ kontrolleri daha sık yapılmalıdır.

4.2 Redüktör Arızası

Tünel inşaatı sırasında kazısı yapılan zemin içerisinde sık sık iri çakıl ve kayaç parçalarına rastlanmıştır. Tünelin 1813–1830. metrelerinin kazısı sırasında kesici kafada yer alan kesici uçlar iri kayaç parçalarına takılmıştır. 1831. metrenin kazısında kafa tork ve rotasyon hızı değerlerinde ani düşüşler baş göstermiştir. Yapılan incelemede kesici kafanın tahrik hattında yer alan ve ana dişliyi tahrik eden 6 redüktörden bir tanesinin hasar aldığı belirlenmiştir. Arızalı redüktörün yağında çapak ve metal parçaları gözlenmiştir. Hasarlı redüktör sökülerek ve yedeği ile değiştirilerek sorun giderilmiştir. Redüktörden kopan metal parçaların diğer dişli ünitelerine veya ana dişliye olası zarar verme riskine karşı tüm sistem gözden geçirilmiştir. Herhangi bir sorunla karşılaşılmamış, üretim normal sürecine kazandırılmıştır.

Özellikle iri çakıl ve kayaç parçaları içeren zeminler tahrik sisteminde yer alan mekanik unsurlar için risk teşkil etmektedir. Yüksek tork ve itme kuvvetleri ile yapılan kazılarda kesici kafaya takılma sebebiyle aniden gelen yükler keskinde ve/veya dişli sistemlerinde ciddi hasar yaratabilmektedir. Böylesi bir durumda ya keski kırılarak helezon içine alınmakta ve sıkışmaya neden olabilmekte ya da gelen yük ana dişli üzerinden daha zayıf olan redüktörlere aktarılarak redüktörlerde hasara neden olabilmektedir. Redüktör dişlilerinde kırılarak kopan metal parçalar tüm dişli sistemlerinde ağır hasar bırakabilmektedir. Bu tip arızaların onarımı hem maliyetli olmakta hem de ciddi zaman kayıpları yaratabilmektedir. Bu sebeple çakıllı veya molozlu zeminlerde düşük kafa rotasyon hızlarında ve yüksek tork ve itme değerlerine varmayan kontrollü kazılar yapmak uzun vadede düşünüldüğünde daha faydalı olabilmektedir.

4.3 Kum Deşarjı

Büyükçekmece Atıksu Tüneli Büyükçekmece gölü kıyısını takip eden bir güzergahta, göl seviyesine çok yakın bir

kotta inşa edilmektedir. Zemin kotu ile tünel akar kotu arasındaki mesafe giriş şaftında yaklaşık 3 metredir. Zemin kotu ile akar kot arasındaki fark topografyaya bağlı olarak 38 metreye kadar çıkmakta ve orta şaftta tekrar 3 metreye inmektedir.

Proje boyunca karşılaşılan genel jeolojik yapı plastisitesi ve geçirimsizliği yüksek killi zonlardan oluşmaktadır. Özellikle derinliğin artması ile konsolide olan kil oldukça geçirimsiz bir yapıya bürünmektedir. Tünel inşası sırasında kazısı yapılan açık kahverengi renkli, göreceli olarak az plastik ve silt-kum içeriği yüksek ardalama zonlarının (kum merceklelerinin) bölgede yer alan yer altı suları için akış bölgeleri oluşturduğu gözlenmiştir. Bu zonlar suya doymuş bir yapıdadır.

Tünelin 1250 – 1500 metreleri arasında açık kahverengi renkli silt-kil ve kum karışımı bir litolojiye rastlanmıştır. Projede kullanılan TBM açık modda kazı yapmaktadır. 1441. metrenin kazısı tamamlandığında helezondan su geliri tespit edilmiştir. Helezon ile bant geçişinin olduğu kısımda su ile birlikte kum ve silt geldiği ve birikme yaptığı belirlenmiştir (Şekil 4).

Biriken malzemenin temizlenmesi için helezon kapakları kapatılmış ve temizleme işlemi yapılarak makine kazıya hazır hale getirilmiştir. Bu esnada helezon içerisinde basınç birikmesi gerçekleşmiş ve helezon çıkış basıncının 3bar değerine ulaştığı gözlenmiştir. Kazıya girildiğinde ise helezondan çok yüksek miktarda su ve kum geliri gerçekleşmiş, zaman zaman püskürmeler yaşanmıştır (Şek. 5).

Kazı arını, yer altı su tablasının altında kalan kumlu zeminlerde beklendiği üzere kendiliğinden kesici kafaya ve tünel içerisine akma eğilimine geçmiştir. Aşırı miktarda su ile birlikte çamur halinde gelen kum tünel içerisinde pompa kullanımını ile tahliye edilmiştir.

Sorunun çözümüne yönelik yapılan değerlendirmeler ve etüt çalışmalarında risk oluşturan kum içeriği çok yüksek zonun 3–4 metre ile sınırlı olduğu anlaşılmıştır. Yüzeyde herhangi bir yapı bulunmadığından kum merceği üzerine enjeksiyon yapılmasına ihtiyaç duyulmamıştır. Makinenin motor ve

elektrik sistemlerinde suya karşı önlem geliştirilmiş ve makine içerisine biri kafada silt içerisinde ve biri de helezon bant geçişinin hemen altında olmak üzere 2 adet 11 kW'lık çamur pompası yerleştirilmiştir. Helezon altındaki pompanın çıkışı hafriyat kovalarına verilerek kazı tamamlanmıştır.

1442 – 1445 metre arasında yapılan kazılarda kum içeriği giderek azalmış ve arazi basıncı dengelenmiştir. Kil ve silt içeriğinin tekrar artması ile sorun ortadan kalkmıştır. Bundan sonra yapılan kazılarda yüzeyde fark edilir bir deformasyon veya tünel içerisinde riskli bir durum söz konusu olmadan normal üretim devam etmiştir. Su geliri ise yaklaşık 60 metre kadar devam etmiştir.

Muhtemelen, geçirimsiz tabakalar arasında kalan suya doymuş kumlu bölge üzerindeki yük sebebiyle sıkışmış ve yüksek bir arazi basıncına kavuşmuştur. Bu bölge delindiğinde basıncın yüksek olduğu kazı aynasından basıncın düşük olduğu tünel içerisine doğru tahliye başlamıştır.



Şekil 4. Helezondan gelen su ile biriken kum



Şekil 5. Aşırı miktarda su ve kum geliri

Burada karşılaşılan durum İstanbul gibi karmaşık jeolojiye sahip bir şehirde veya Gürpınar formasyonu gibi sık ve değişken aralanmaların olduğu jeolojik ortamlarda proje öncesi etüt çalışmalarının önemini ortaya koymaktadır. Kazılabilirlik ve tünel stabilitesi kadar yer altı suyunun durumu da etüt çalışmalarında dikkat edilmesi gereken önemli bir husustur. Ani ve kısa değişimleri önceden belirlemek yer altı çalışmalarında her ne kadar sürekli mümkün olmasa da her zaman en kötüsüyle karşılaşmaya hazırlıklı olunmalıdır.

5 KAZI PERFORMANSININ ANALİZİ

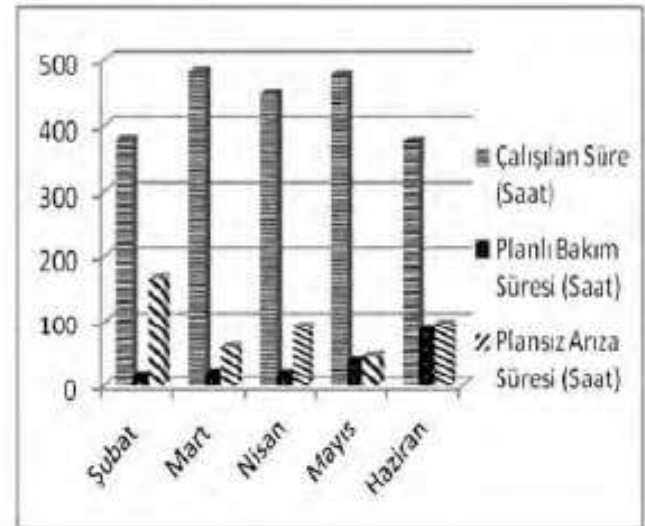
Büyükçekmece Atıksu Tüneli inşaatının kazı aşamasında kazı ve üretim performansının değerlendirilmesi ve takip edilmesine yönelik olarak vardiya verimi (%) ve makineden faydalanma süresi (%), ilerleme miktarı (penetration rate, mm/dak), aylık ve günlük ilerlemeler (m) değerlendirilmiştir.

Tünel projesinin ilk aşamasında yer alan 2649 metrelik mesafenin kazısında kazı nakliyatında makas sistemi kurulmamış ve kazı nakli tek lokomotif ile gerçekleştirilmiştir. Ortalama lokomotif hızı 2,5 m/s ile 4 m/s arasında değişmektedir.

TBM tünel içerisinde ilerledikçe kazı nakli için gereken toplam süre de artmaktadır. Artan nakil süresine bağlı olarak makineden faydalanma oranı düşecektir.

Proje kapsamında gerçekleştirilen planlı bakımlar ve plansız ortaya çıkan arızalar kazı performansını ve üretimi etkileyen başka bir önemli unsurdur. Bu unsurların aylara göre değişimi Şekil 6'da temsil edilmiştir. Proje kapsamında gerçekleştirilen kazı faaliyetlerinin ölçülen bazı performans parametreleri Çizelge 4'te özetlenmiştir. Aylık yapılan üretim ve günlük ilerlemelerin aylara göre değişimi Şekil 7'de sunulmuştur.

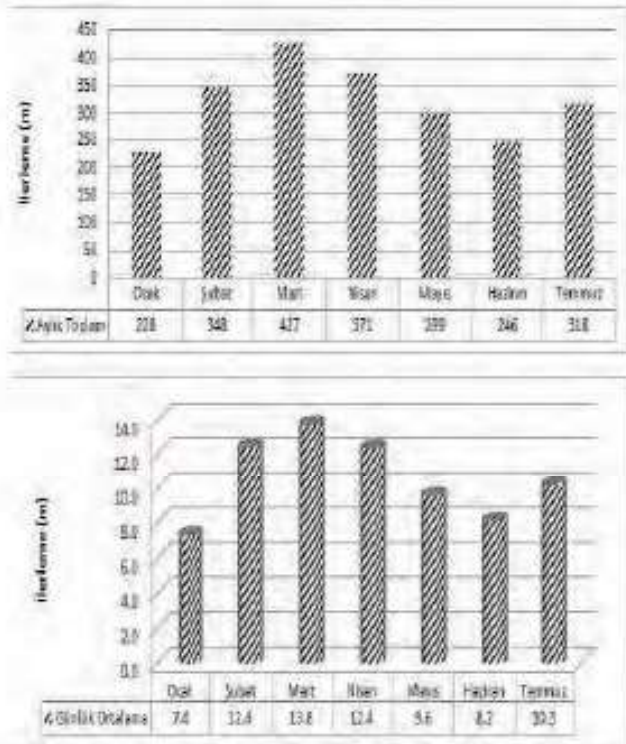
En iyi üretim rakamlarının yakalandığı ay Mart olarak görülmektedir. Mart ayı aynı zamanda teknik problemlerin de en az yaşandığı aydır. En iyi ilerleme miktarı (166,6 mm/dak) ise Nisan ayında sarımsı açık kahverengi kumlu litolojinin kazısında elde edilmiştir. En iyi günlük ilerleme ise Şubat ayında 23 metre olarak elde edilmiştir. Şubat ve Mart ayları içerisinde makineden faydalanma oranı %45 -%50 olarak saptanmıştır. Ancak tünel içerisindeki ilerlemeye bağlı olarak kazı nakil süresinin artması ile makineden faydalanma oranı düşmüş ve proje ortalaması olarak %25 dolaylarında sabitlenmiştir.



Şekil 6. Bakım ve arıza faaliyetlerinin aylara göre dağılımı

Çizelge 4. Kazı faaliyetlerine ait bazı performans parametreleri

Ortalama Makineden Faydalanma Oranı (%)	25
Ortalama İlerleme Miktarı (mm/dk)	47,9
En İyi İlerleme Miktarı (mm/dk)	166,6
Ortalama Aylık İlerleme (m)	319,6
En İyi Aylık İlerleme (m)	427
Ortalama Günlük İlerleme (m)	10,6
En İyi Günlük İlerleme (m)	23



Şekil 7. Aylık ve günlük üretim verileri

6 SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

Öztaş İnşaat İnşaat Malzemeleri A.Ş bünyesinde gerçekleştirilen Büyükçekmece Atıksu Tüneli Projesi halen devam etmekte olup, projenin işleyişi içerisinde bilimsel yöntemlerden mümkün olan en üst seviyede faydalanılması ilke olarak benimsenmiştir. Üretimin sistematik olarak kontrol edilmesi ve bilimsel yöntemler kullanılarak analiz edilmesi ile iyileştirmeler sağlanmış ve sağlanmaya devam etmektedir.

Ülkemizde hızla artan altyapı ve ulaşım projeleri tünellerin faaliyetlerinin

gelişmesine vesile olmaktadır. Tünellerin uygulamalarının artması ile kazanılan pratik tecrübe ve birikimler bilimsel ve sistematik çalışma ilkeleri ile birleştiğinde Türkiye’de tünellerin dünya ile eş konuma yükselecektir. İnşaat ve özellikle tüneller sektöründe yurtdışında gerçekleştirilen faaliyetlerin son yıllarda gösterdiği artış bu gelişmenin açık bir göstergesidir.

TEŞEKKÜRLER

Başta Öztaş İnşaat İnşaat Malzemeleri Ticaret A.Ş yönetimi olmak üzere Büyükçekmece Atıksu Tüneli Projesi Proje Müdürü Sayın Adnan Yıldız’a, Şantiye Şefi Osman Sürmen’e, Tünel Sorumlusu Atakan Leventyürü’ye, Harita Mühendisi Faruk Şahin’e verdikleri destekten ötürü teşekkür ederiz. Söz konusu çalışmada emeği geçen TBM Operatörü Üzeyir Çapaklı’ya teşekkür ederiz. Proje boyunca beraber çalıştığımız bütün çalışma arkadaşlarımıza ve tüm Öztaş Tünel ekibine göstermiş oldukları üstün gayret ve emeklerinden ötürü teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Öztaş İnşaat İnşaat Malzemeleri Ticaret A.Ş., 2013. *Büyükçekmece Atıksu Tüneli Projesi Arşivi*, İstanbul,.

