

2. ULAŞIMDA

YERALTI KAZILARI SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI

*PROCEEDINGS OF THE 2TH SYMPOSIUM ON
UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR TRANSPORTATION*

15-17 Kasım / November 2007, İSTANBUL



Editörler/Editors
Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Cemal BALCI
Dr. A. Ekrem YÜCE



İTÜ
Maden Fakültesi
Dekanlığı



TMMOB
Maden Mühendisleri Odası
İstanbul Şubesi



İTÜ
Maden Fakültesi
Maden Mühendisliği Bölümü

**ULAŞIMDA YERALTI KAZILARI 2. SEMPOZYUMU
BİLDİRİLER KİTABI**

**PROCEEDINGS OF THE 2nd SYMPOSIUM ON
UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR
TRANSPORTATION**

UYAK-2

**ULAŞIMDA YERALTI KAZILARI 2. SEMPOZYUMU
BİLDİRİLER KİTABI**

**PROCEEDINGS OF THE 2nd SYMPOSIUM ON
UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR
TRANSPORTATION**

İSTANBUL / 15-17 Kasım/November 2007

Editörler / Editors

Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Cemal BALCI
Dr. A. Ekrem YÜCE

TMMOB Maden Mühendisleri Odası – İstanbul Şube

MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI YÖNETİM KURULU

Başkan : Mehmet TORUN
II. Başkan : Berna Fatma VATAN
Sekreter : Nahit ARI
Sayman : Ahmet SARDAR
Üyeler : Mehmet Ali HİNDİSTAN
Cemalettin SAĞTEKİN
Hüseyin Can DOĞAN

MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBE YÖNETİM KURULU

Başkan : A. Ekrem YÜCE
II. Başkan : Melih ÇELİKKOL
Sekreter : Tayfun MATER
Sayman : Cumhur ARICAN
Üyeler : Mesut ERKAN
Baran EROĞLU
Şevket KORUÇ

Sempozyum Düzenleme Kurulu / Organization Committee

Dr. Mahir VARDAR	İTÜ Maden Fakültesi Dekanı
Mehmet TORUN	Maden Mühendisleri Odası Başkanı
Dr.Gündüz ÖKTEN	İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Başkanı

Yürütme Kurulu / Executive Committee

Dr. Nuh BİLGİN	Başkan – İTÜ Maden Fakültesi
Dr. A.Ekrem YÜCE	Genel Sekreter – Maden M.O İst.Şb.
Tayfun MATER	Sayman – Maden M.O İst.Şb.
Mustafa AKGÜL	Anadoluray Ortaklığı
Dr.C.Okay AKSOY	Dokuz Eylül Üniversitesi
Dr. Cemal BALCI	İTÜ Maden Fakültesi
Melih ÇELİKKOL	Maden M.O İst.Şb.
Muammer ÇINAR	Anadoluray Ortaklığı
Dr. Hanifi ÇOPUR	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Selamet G. ERÇELEBİ	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Mustafa ERDOĞAN	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Hasan ERGİN	İTÜ Maden Fakültesi
Mesut ERKAN	Maden M.O İst. Şb.
Dr. Ali KAHRİMAN	İÜ Maden Müh. Bölümü Başkanı
Mustafa KARADEMİR	Karayolları Genel Müdürlüğü
Dr. Cengiz KUZU	İTÜ Maden Fakültesi
Mücahit NAMLI	İSKİ Genel Müdürlüğü
Dr. İbrahim OCAK	İETT Genel Müdürlüğü
Dr. Ümit ÖZER	Maden M.O İst. Şb.
Dr.Tülin SOLAK	Karayolları Genel Müdürlüğü
Oğuz SÖNMEZER	Maden M.O İst.Şb.
Dr.Hakan TUNÇDEMİR	İTÜ Maden Fakültesi
Beyhan YARAMAN	Karayolları Genel Müdürlüğü
Öner YILMAZ	Özgün Şirketler Grubu
Ali YÜKSEL	Anadoluray Ortaklığı

Danışma Kurulu / Advisory Board

Attila YALÇIN	Başkan - İş-Koray
Dr. Ergin ARIOĞLU	Maden M.O İst.Şb.
Musa AKPINAR	İETT Raylı Taşım Şb. Müd.
Melih ALGAN	Zemar Zemin Araş. A.Ş.
Dr. Ömer AYDAN	Tokai University
Ahmet Rufai BİLGİN	İSKİ
Mehmet ÇİLİNGİR	Yüksel Proje
Mithat DAYIOĞLU	MTM Makine A.Ş.
Nurettin DEMİR	Gama-Nurol
Dr. Yücel ERDEM	Yollar Türk Milli Komitesi
Yalçın EYİGÜN	İBB Raylı Sist.Müdürlüğü
A. Cüneyt GEREK	DSİ 14. Bölge Müdürü
Muzaffer HACIMUSTAFAOĞLU	İBB Ulş.Daire Başk, Genel Sek.Yrd
Mustafa HATİPOĞLU	İETT Genel Müdür Yard.
Ceylan KALAFAT	Tekfen Mühendislik
Ramih MUŞTU	Anadoluray, Proje Müdürü
Dr. Erkin NASUF	İTÜ Rektör Yardımcısı
Dr. Levent ÖZDEMİR	Colorado School of Mines
Dr. Haluk İ. ÖZMEN	DLH Bölge Müdürü
Mehmet ÖZTÜRK	İETT Genel Müdürü
Hikmet ÖZTÜRK	İETT Raylı Taşım D. Başk.
Dr.Daniele PEİLA	Torino Politeknik, İtalya
Dr. Tibor ROZGONYI	Colorado School of Mines
Dr. Yosuke TAGUCHI	Taisei, Marmaray
Esat TANSEV	Anadolu Metro Ortaklığı
Mesut PEKTAŞ	İBB Genel Sekreterliği
Kadir TELLİOĞLU	Penatrade A.Ş
Dr. Markus THEWES	Ruhr University, Bochum
Dr. Erhan TİMUR	Serbest Müşavir
Levent TUNA	Garanti-Koza-Alarko-Alsim
Sadri YAZGAN	Gülermak-Doğuş Ortaklığı
Orhan YENİGÜN	Yüksel Proje
Emre YEŞİLÇİÇEK	Altınok Mühendislik

Bilimsel Kurul / Scientific Committee

Dr. N.Ali AKÇİN

Dr. Hürriyet AKDAŞ

Dr. Okay AKSOY

Dr. Raşit ALTINDAĞ

Dr. Ergin ARIOĞLU

Dr. Aydın BİLGİN

Dr. Naci BÖLÜKBAŞI

Dr. Atilla CEYLANOĞLU

Dr. Vedat DİDARİ

Dr. İ.Göktay EDİZ

Dr. Kaan ERASLAN

Dr. Bülent ERDEM

Dr. Adem ERSOY

Dr. Hasan GERÇEK

Dr. Kemal GÖKAY

Dr. R.Mete GÖKTAN

Dr. Tevfik GÜYAGÜLER

Dr. O.Zeki HEKİMOĞLU

Dr. M. Ali HİNDİSTAN

Dr. Sair KAHRAMAN

Dr. Ali KAHRİMAN

Dr. Remzi KARAGÜZEL

Dr. Celal KARPUZ

Dr. Ayhan KESİMAL

Dr. Adnan KONUK

Dr. Halil KÖSE

Dr. Seyfi KULAKSIZ

Dr. Yılmaz MAHMUTOĞLU

Dr. Yadigar MÜFTÜOĞLU

Dr. Erkin NASUF

Dr. Turgay ONARGAN

Dr. A.Hakan ONUR

Dr. Saim SARAÇ

Dr. Cem ŞENSÖĞÜT

Dr. Ahmet ŞENTÜRK

Dr. M. Gürel ŞENYUR

Dr. Ferhan ŞİMŞİR

Dr. Erhan TERCAN

Dr. Hakan TUNÇDEMİR

Dr. Levent TUTLUOĞLU

Dr. Bülent TÛTMEZ

Dr. Reşat ULUSAY

Dr. Tuğrul ÜNLÜ

Dr. Bahtiyar ÜNVER

Dr. Ercüment YALÇIN

Dr. Tolga YALÇIN

Dr. Ergül YAŞAR

Dr. Vural YAVUZ

DESTEK VEREN KURUM VE KURULUŐLAR / SUPPORTING INSTITUTIONS & COMPANIES

İTÜ Rektörlüğü
İnşaat Müh. O İst. Şb.
Jeoloji Müh. O İst.Şb.
Jeofizik Müh. O İst.Şb.
Makina Müh. O İst.Şb.
İBB
İETT
KGM
DSİ
İSKİ
TKİ
TTK
DLH
Herrenknecht AG
Lovat
BASF-YKS
KutlutaŐ LTD Şti.
Yüksel Proje
Anadoluray
Gülermak
Anadolu Metro Ortaklığı
NTF
Garanti-Koza-Alsim-Alarko
Cengiz İnşaat (Eğer öğle yemeği verirse, bugün belli olacak)
Dedeman Madencilik
Bozoğlu İnşaat
Zemar Zemin AraŐtırma Müh. ve Teknik MűŐ.
Ataç İnşaat
Erkom
Özgün Şirketler Grubu

S U N U Ş

Günümüzde modern kentler ve metropollerde en önemli yerel sorunların başında kent içi ulaşım ve çeşitli amaçlarla kullanılan yeraltı yapıları gelmektedir. Bu tür yapıların planlanması ve uygulamaları gerek mühendislik ve gerekse çevresel açıdan önem taşımaktadır. Yeraltı yapılarının hazırlığı, Maden Mühendisliği disiplininin de içinde olduğu diğer meslek alanlarının ortak çalışma konuları kapsamında gerçekleştirilmektedir. Artan nüfusları ile hızla büyüyen kentlerin bu konudaki alt yapı gereksinimlerinde uygulamaya alınan projeler ile önemli bilimsel ve teknik birikimlerin yoğunlaştığı konuları kapsayan bir sempozyumun gerçekleştirilmesi de ayrı bir önem taşımaktadır.

Ulaşımında Yer altı Yapıları Sempozyumu'nun ikincisi, konuyla doğrudan ilgili meslek odalarımız, üniversitelerimiz, kamu ve özel kuruluşlarımız ve yerel yönetim unsurlarının destekleriyle 15 - 17 Kasım 2007'de İstanbul'da gerçekleştirilmektedir. Yukarıdaki değerlendirmeler ışığında, bu sempozyumda sunulacak bildiriler ile sektördeki gelişmeler ve sorunların çözümüne ilişkin somut proje ve uygulama yaklaşımları yine ilgili sektör bileşenleri ile paylaşılacaktır. Bu amaçla sempozyumu destekleyen kurum ve kuruluşlarımıza, bildiri sunarak katkı koyanlara ve organizasyonun gerçekleşmesinde her kademede görev üstlenerek emek verenlere Odamız ve Şube Yönetim Kurulu olarak samimi teşekkürlerimizi sunarız.

Saygılarıyla.

Maden Mühendisleri Odası
İstanbul Şubesi Yönetim Kurulu

Kasım 2007 / İstanbul

Ö N S Ö Z

Türkiye'deki tünel açma projeleri, son yıllarda inanılmayacak hızda gelişme göstermiştir. Avrupa'da gelecek on yılda 100 Milyar Euro'luk bir yatırımın yeraltı yapılarının inşaatına ayrılacağı öngörülmektedir. Hızlı ve emniyetli kazı için mekanize sistemler kaçınılmaz olmaktadır. Yerleşim yerlerinde zorunlu durumların dışında patlayıcı madde kullanımına izin verilmemesi mekanize kazıyı zorunlu kılmaktadır. Yeraltı yapılarının özellikle tünellerin kazısı, havalandırması, pasa nakli ve tahkimatı gibi işleri birçok yönden yeraltı madencilik faaliyetleri ile örtüşmektedir ve tünel proje ve uygulamalarında maden mühendislerinin yer alması da gün geçtikçe artmaktadır. Bugün birçok projede madenciler yüklenici olarak çalışmaktadırlar. Bunun yanında birçok inşaat firması ise madencilğe soyunmuştur. Bugün Küre, Seydişehir gibi bazı yerlerde maden çıkarma işini inşaat şirketleri yapmaktadır. Türk Madencilik Sektörü'ne ilk dikey bandı bir inşaat şirketi getirmiştir. Bu girift etkileşimin ana nedeni yüksek kapasiteli iş makinelerinin ve mekanize sistemlerin her iki sektörde de uygulanabilir olmasıdır. Park Enerji'nin Çayırhan İşletmelerinde mekanizasyona gitmesi sayesinde gösterdiği başarı buna tipik bir örnektir.

Mekanize kazı, ilk yatırıma ayrılacak finans miktarına, zemin veya kaya kütlesi özelliklerine göre darbeli kazıcılar, kollu makineler veya TBM yani tam cepheli makinelerle olmaktadır. 2008 yılında İstanbul'da 17 adet TBM (tam cepheli tünel açma makinesi) kullanılması planlanmıştır. Bunun yanında kısa tünellerde klasik yöntemlerin uygulanması, çok sert formasyonlarda ise patlayıcı madde kullanımı kaçınılmaz olmaktadır. Yoğun yerleşim yerlerinin altından geçerken oluşan deformasyonlar ise çözüm isteyen birçok karmaşık problemi gündeme getirmektedir. Bu çerçevede özellikle uygulamacıların deneyimlerini paylaşacağı, disiplinler arası toplantıların kısa aralıklarla yapılması yeraltı yapılarının inşaatı ile ilgili sektörler için büyük faydalar getireceği düşüncesindeyiz. Ulaşımda Yeraltı Kazıları İkinci Sempozyumu yukarıdaki görüşler çerçevesinde düzenlenmiştir. Sempozyumda 65 yerli ve yabancı bildiri sunulacak ve teknik gezilerle konudaki gelişmelerin yerinde görülmesi sağlanacaktır. Sempozyumun, ilgili sektördeki birikimlerin akademik bir ortamda tartışılması ve bilgi aktarımına vesile olacağı inancıyla tüm ilgililere hayırlı olmasını diliyorum.

Prof.Dr. Nuh BİLGİN
Sempozyum Yürütme Kurulu Başkanı

Kasım 2007 / İstanbul

İÇİNDEKİLER / CONTENTS

Mühendislik Jeolojisi, Zemin ve Kaya Mekaniği Yönünden Yeraltı Kazılarının Tartışılması <i>Discussion of the Underground Excavations in Terms of Engineering Geological, Soil and Rock Mechanical Aspects</i> M. Vardar & N. Bilgin	1
ITA-Committee on Operational Safety of Underground Facilities – COSUF and latest Development of Fire Safety Concepts in Road Tunnels <i>ITA- Yeraltı Hizmetlerinde Emniyet İşleri ile İlgili Komite Raporu – COSUF ve Karayolu Tünellerinde Alınacak Emniyet Tedbirleri ile İlgili Son Gelişmeler</i> A. Haack	7
Big Challenges in Turkey for Mechanized Tunneling <i>Türkiye’de Zor Şartlarda Mekanize Tünel Açmadaki Gelişmeler</i> U. Rehm	17
TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines <i>EPB ve Slurry Tip TBM’lerin Seçim ve Tasarım İlkeleri</i> R. P. Lovat	25
EPB Tunnelling – Chances and Limits <i>EPB Tünel Açma Tekniği – Şanslar ve Sınırlar</i> L. Langmaack & S. Seven	31
Laboratory Research on Cohesionless Soil Conditioning for EPB Applications <i>EPB Uygulamalarında Akıcı Zeminin Şartlandırılmasını Belirlemek İçin Yapılan Laboratuar Deneyleri</i> C. Oggeri, D. Peila, L. Borio & S. Pelizza	39
Shield Tunnelling Technology to Mitigate Geotechnical Risks <i>Geoteknik Riskleri Azaltmak Amacıyla Kullanılan Kalkanlı Tünel Teknolojileri</i> M. Thewes	49

Tam Cepheli Tünel Açma Makineleri'nin (TBM) Tarihsel Değerlendirmesi <i>Historical Evaluation of Full Face Tunnel Boring Machines (TBMs)</i> S. Kahraman	57
Kadıköy–Kartal Metro Tünellerinde Kullanılacak Tünel Açma Makinelerinin (TBM) Bazı Tasarım Parametrelerinin Kesme Deneyleri ile Belirlenmesi ve Performans Tahmini <i>The Determination of Some Design Parameters and Performance Prediction of Tunnel Boring Machines (TBM) Based on Rock Cutting Test in Kadıköy-Kartal Metro Tunnels</i> N. Bilgin, H. Çopur, C. Balcı, D. Tumaç, M. Akgül, A. Yüksel & A. Kahrman	63
Kozyatağı-Kadıköy Metro Tünelleri için Seçilen TBM'in İmali, Taşınması ve Montajı <i>Construction, Transport and Assembly of a TBM selected for Kozyatağ-Kadıköy Metro Tunnels</i> M. Akgül & Ö. Yurtaydın	73
Zor Zemin Şartlarında Beykoz – Kavacık Atıksu Tünellerinde TBM Uygulaması <i>The Use of a TBM in Difficult Ground Conditions in Beykoz – Kavacık Sewerage Tunnel</i> Z. Güçlücan, S. Meriç, C. Gürsoy, M. Algan, N. Bilgin, C. Balcı & D. Tumaç	83
Jeoteknik Koşulların Tünel Delme Makinesi (TBM) Performansına Etkisi - Örnek Çalışma: Ermenek Barajı ve HES (Karaman) <i>The Effect of the Geotechnical Condition on Performance of Tunnel Boring Machines (TBM) - Case Study: Ermenek Dam and HEPP(Karaman)</i> A. Koçbay	93
Büyük İstanbul İçme Suyu, İkinci Merhale Projesi, Melen Sistemi Boğaziçi Tünel İnşaatı <i>Istanbul Drinking Water 2nd Phase Project, Melen System Bosphorus Tunnel Construction</i> A. Pavlenko, E. Çadırcı & S. Dağlıoğlu	101
Ambarlı Atıksu Tünel'inde EPB-TBM Uygulaması <i>The Use of an EPB Machine in Ambarlı Sewerage Tunnel</i> E. Bilgili, M. Ayyıldız & O. Turp	105

Assessment of Ground Squeezing and TBM Jamming Potential in Nosoud Water Transfer Tunnel <i>İran'da Nosoud Su Tünelinde TBM Sıkışmasının Değerlendirilmesi</i> K. Shahriar, J. K. Hamidi & H. Bejari	111
Fuzzy Set Theory for Selection of Tunneling Technique Using Rock Mass Excavability (RME) Indicator <i>Kayaç Kütleli Kazılabilirlik İndeksini Kullanarak, Bulanık Kümeler Yönteminin Tünel Açma Tekniklerinin Seçiminde Uygulanması</i> J. K. Hamidi, K. Shahriar, B. Rezai	121
Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı Mikrotünel Kazıları <i>Microtunnelling Excavations for Installation of Pipelines between Baltalimanı and Sarıyer</i> H. Çopur, M. Engin, N. Omaç, C. Balcı & D. Tumaç	129
Mikrotünel Açma Maliyet Analizleri <i>Analyses of Microtunnelling Costs</i> H. Çopur, A. B. Akkaya, A. T. Aktan, H. Erciyes	139
Alternatif Bir Kazısız Teknoloji Yöntemi Olarak Boru İtme Yöntemi ve İstanbul'da Bazı Uygulamalar <i>Pipe-Jacking Method as an Alternative Method of Trenchless Technology and Some Applications in İstanbul</i> M. Namlı, D. Çetin	149
Consideration of Punch Penetration Index to Account for Rock Toughness in the CSM Performance Predictor Model for Hard Rock TBMs <i>Sert Kaya TBM'lerin Seçiminde Uygulanan Uç Batırma Deneyi ve Bunun CSM Performans Tahmin Yönteminde Kullanılması</i> M. Cigla & L. Ozdemir	155
Tünel Açma Makinalarının Performans Analizinde Kullanılan Delme Oranı İndeksinin (DRI) Tahmini <i>Prediction of Drilling Rate Index (DRI) Using Performance Analysis Of Tunnel Boring Machines</i> O. Yaralı & E. Soyer	169

Elektriksel Anizotropi: Jeofizik Modellemesi ve Arazi Ölçümleri ile Araştırılması, Kayaç Kazılabilirliği için İpuçları <i>Electrical Anisotropy: Geophysical Modeling and Investigation by Field Measurements, Indications for Cuttability of Rock</i> İ. Çağlar, V. Shevnin, Ü. Avşar	181
Mont Cenis Tunnel Modification Project – Lowering of Tunnel Invert with SANDVIK Tunnel Miner MT620 <i>Mont Cenis Tüneli'nin Rehabilitasyonu, Sandvik MT620 Roadheader'in Kullanımı</i> U. Restner & J. Pichler	191
Kadıköy-Kartal Metro Tünellerinde Kullanılan Roadheader'ın Kazı Performansı ve Keski Tüketiminin Araştırılması <i>Investigation into Roadheader Excavation Performance and Pick Consumption used in Kadköy-Kartal Metro Tunnels</i> İ. Ocak, Y. Eyigün, M. Çınar & T. Nahya	199
Roadheader Applications for Underground Excavations <i>Yeraltı Kazılarında Kollu Kazı Makinelerinin Kullanımı</i> O. Z. Hekimoglu	207
Hidrolik Kırıcıların Performans Tahmini ve Seçim Kriterleri <i>Selection Criteria and Performance Prediction of Hydraulic Hammers</i> H. Tunçdemir	215
Kent Ulaşımında Metronun Yeri ve Önemi - İstanbul Örneği <i>Place and Importance of Subway in Urban Transportation - İstanbul Example -</i> Ş. Eskikaya	227
Dünya'da ve Türkiye'de Ulaşım Amaçlı Yeraltı Mühendislik Yapıları - Tarihsel Bir Bakış <i>Underground Engineering Structures of the World and Turkey for Transportation Purposes – A Historical Look</i> M. D. Köksal	237

Marmaray Projesi, Demiryolu Boğaz Geçişi, Tüneller ve İstasyonlar İnşaatı – Sözleşme BC1 <i>Marmaray Project, Railway Bosphorus Tube Crossing, Tunnels and Stations – Contract BC1</i>	249
N. Şennazlı, O. Şimşek, S. Biberoglu & Ö. Olgunöz Excavation and Its Behavior of Extra Large Tunnel In Urban Area <i>Şehir İçinde Çok Geniş Kesitli Tünelin Kazısı ve Davranışı</i>	261
G. Akay, Y. Taguchi & Y. Shimizu The Response of Tunnels in Liquefiable Ground during Earthquakes with Special Emphasis on Bosphorus Immersed Tunnel <i>Sıvılaşılabilen Zeminlerde Açılan Tünellerin Deprem Sırasında Davranışı ve Boğaz Batırma Tip Tüp Geçit İçin Önemi</i>	273
Ö. Aydan Bolu Tüneli Detaylı Sismik Analizleri <i>Detailed Seismic Analyses for Bolu Tunnel</i>	283
T. Solak, E. Akış & M. Russo Düzce Depremi Sonrasında Bolu Tüneli'nde Meydana Gelen Göçüğün Statik ve Dinamik Olarak Değerlendirilmesi <i>Static and Dynamic Evaluation of the Bolu tunnel Collapse Due to the Düzce Earthquake</i>	291
E. B. Aygar, B. Ünver & O. Şimşek İzmir Metrosu II. Aşama İnşaatı Projesi Kapsamında Kazı ve Desteklemesi Yapılmış Olan Tünellerin ve Aynaların Bekleme Süresince Duraylılığının Takibi ve Korunmasına Yönelik Alınan Önlemler <i>The Measurements and Monitoring of Excavated and Supported Tunnel and Faces of IInd Stage of Izmir Metro Project During the Non-Working time</i>	303
M. Eriş, Y. Yıldız, H. E. Gözden & L. Nuray Büyük Ölçekli Bir Yeraltı Açıklığının Statik ve Dinamik Duraylılığı <i>Static and Dynamic Stability of A Large Underground Opening</i>	317
M. Geniş & Ö. Aydan İzmir Metro 2. Aşama İnşaatı Tanımı <i>The Definition of 2nd Stage of Izmir Metro Construction</i>	327
H. Aydın & C. O. Aksoy	

İzmir Metrosu 2. Aşama İnşaatı İstasyon Tüneli Kazılarının 3 Boyutlu Sayısal Modelleme Yöntemi İle Değerlendirilmesi <i>Evaluation of Station Tunnel Excavations of 2nd Stage of İzmir Metro with 3 Dimensional Numerical Modeling</i> C. O. Aksoy, T. Onargan	335
İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 3. Aşama İnşaatı Kazısının Güvenlik Açısından Sayısal Modelleme ile Değerlendirilmesi <i>Evaluation of 3rd Stage of İzmir Railway System with the Numerical Modelling and Geographical Information System Regarding to Excavation Safety</i> Ş. Songür, S. Altun & C. O. Aksoy	343
İzmir-Karşıyaka Tüneli ve İstasyonları İnşaatı İksa Destek Sistemi Uygulaması <i>Strut application to the Support System of Tunnel Construction in İzmir-Karşıyaka</i> H. Bar, S. Altun & C. O. Aksoy	353
“CABLETEC LC” ile Finlandiya’daki Kemi Krom Ocağında Kablo Cıvatalama Deneyimleri <i>Cable Bolting Experiences with “CABLETEC LC” in Kemi Chrome Mines, Finland</i> P. Ericsson	359
Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Projesinde Tünel Yapım Çalışmaları <i>Tunnel Excavation Works in Taksim-Kabataş Funicular System Project</i> A. Yüksel & E. Arıoğlu	367
Bir Vaka Analizi: Heyelan Riski Olan Alanda Tünel İnşaatı <i>A Case Study: Tunnel Construction at an Area with Landslide Risk</i> Z. Etkesen, M. Vardar, H. Karaoğlu, A. Sasın, S. Kızıroğlu & Y. Ergintav	375
Cezayir Demiryolları Tizi-Ouzou T3 Tünelinde Yaşanan Sorunlar ve Uygulanan Çözüm Teknikleri <i>Problems and Solution Techniques Applied in the Tizi-Ouzou T3 tunnel of Algerian Railways</i> Ö. Yılmaz, H. Murat & D. Demirok	379
Pipe Umbrella Support Systems and Installation Methods <i>Boru Şemsiye Tahkimat Sistemleri</i> G. M. Volkmann, E. A. Button & W. Schubert	395

İstanbul Metrosu Tünellerinde Umbrella Arch (Şemsiye Kemer) Yöntemi ile Yüzey Deformasyonlarının Kontrolü <i>Control of Surface Settlement with Umbrella Arch Method in Istanbul Metro Tunnels</i> K. Möröy, M. Hızel & S. Küman	403
Dalaman-Göcek Karayolu Tünelinde Boru Kemer Yöntemi Uygulamaları ve Sonuçları <i>Applications and Results of Umbrella Arch Method in Dalaman-Göcek Highway Tunnel</i> H. Denek, Y. Özçelik	415
Production of Innovative Ultra-fine Cements for Tunnel Construction <i>Tünel İnşası İçin Çok İnce Boyutlu Yeni Tip Çimento Üretimi</i> H. Ergin & C. Göçer	423
Kadıköy-Kartal Metrosu İbrahimağa İstasyonu'nda Jetgrout ile İyileştirme Çalışmaları <i>Jetgrout Improvement Works at İbrahimağa Station of Kadıköy-Kartal Metro Project</i> A. Yüksel, Ö. Yeşilçimen & M. Çavuşoğlu	431
EPB-TBM ile Kazılan Otogar-Başakşehir Arası İstanbul Metro Tünelleri için Yeryüzü Oturmalarının Tahmini <i>Prediction of Surface Settlements for İstanbul Metro Tunnels between Otogar and Bağcılar Excavated by EPB-TBMs</i> H. Çopur, S. G. Erçelebi & İ. Ocak	443
Kadıkoy Kartal Metro İnşaatı NATM Tünel Kazılarında Deformasyon Ölçmeleri ve Veri Yönetimi Çalışmaları <i>Kadıkoy Kartal Metro Construction NATM Tunnel Excavation Deformation Measurement and Data Management</i> Y. Ademoğlu, A. Akal & A. Yüksel	455
Kadıköy-Kartal Metro Projesi Kadıköy Meydanı Tarihi Yapıları Deformasyon Kontrol Çalışmaları <i>Kadıköy-Kartal Metro Project Deformation Control Works on Kadıköy Square Historical Buildings</i> S. Çetin, Ö. Yeşilçimen & A. Yüksel	467

Tünel Çapı ve Örtü Kalınlığının Yüzey Oturmalarına Etkisinin Fiziksel Modelde Gölge Analizleri Yardımıyla İncelenmesi <i>Surface Settlement Concept in Tunnels – Observations on Simple Physical Analogous Models</i> M. D. Köksal	477
Metro Tünellerinde GSI ve RMR Değerleri ile Tasman Arasındaki İlişkinin Araştırılması <i>Search of Relationship between GSI and RMR Values and Surface Settlement in Metro Tunnel</i> İ. Ocak, O. Özkısa, M. Kartal & M. Çilingir	487
Bir Karayolu Tüneli İnşaatında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin Ölçümü ve Analizi <i>The Measurement and Analysis of Blast-Induced Ground Vibrations at the Excavation of a Transportation Tunnel</i> Ü. Özer, A. Karadoğan, A. Kahriman, A. K. Erol & M. Yurttaş	499
Geotechnical Monitoring of a Tunnel in the Kiscelli Clay in Budapest <i>Budapeşte’de Kiscelli Kilinde Geoteknik Ölçümler</i> E. Kálmán	509
Tünel Patlatmalarında Risk Analizi <i>Risk Analysis in Tunnel Blasting</i> E. Alan, S. Başkan & İ. Sefer	517
Specific Safety Consideration in Railway Tunnels <i>Raylı Taşımacılık Tünellerinde Emniyet</i> M. Cigla, T. G. Rozgonyi & Y. Akbarzadeh	531
Taksim Yenikapı Arası Metro İnşaatı Çalışmalarında İş Kazası İstatistikleri ve Nedenleri <i>Statistical Evaluation of the Accidents and Environmental Conditions between Taksim and Yenikapı Metro Tunnels</i> M. Yeniçeri	541

Tünel Güzergahındaki Akaryakıt İstasyonundan Zemine Benzin Sızıntısı Yaşanması ve Tünelde Akaryakıt Buharı Tehlikesi İle İlgili Emniyet Tedbirleri <i>Safety Precautions Related to Hazard of Liquid Fuel Vapour Forming From Leakage Petroleum Products in Tunnels</i> F. Yıldırım, S. Karahöyük & L. Tuna	549
Maslak BP İstasyonu'ndan Sızan Petrol Ürünlerinin Tünel Havası Üzerindeki Etkileri <i>The Effects of Leakage Petroleum Products from BP Maslak Station on Tunnel Air Quality</i> A. Fişne & G. Ökten	555
Ulaşımında Yeraltı Kazılarında Alınacak İş Sağlığı ve Güvenliği Önlemlerine İlişkin Yasal Süreç ve Uygulama Önerileri <i>Legal Procedure Concerning Work Health and Safety in Underground Excavations and Application Suggestions</i> A. Ertürk, T. Onargan, C. O. Aksoy, M. Kun & K. Küçük	565
Kadıköy-Kartal Metrosu Tünel Güzergahında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin İncelenmesi <i>The Analysis of Ground Vibrations Induced by Blasting on Istanbul Kadıköy-Kartal Subway Tunnel Route</i> A. Kahriman, Ü. Özer, D. Adıgüzel, A. Karadoğan, M. Aksoy, R. Muştı, E. Dinçel, E. Alan & İ. Sefer	571
Ayazağa Tünellerinde Delme-Patlatma Çalışmaları ve Bunlardan Kaynaklanan Sarsıntıların İncelenmesi <i>The Investigation of the Drilling-Blasting Applications and The Blast Induced Vibrations in Ayazaga Tunnels</i> E. Güçlü, C. Kuzu, N. Yavuz & B. Beker	583
Şehir İçi NATM Uygulamaları <i>NATM Tunnelling in Urban Areas</i> H. Türedi	591
Yazar Dizini / <i>Author Index</i>	603

Mühendislik Jeolojisi, Zemin ve Kaya Mekaniği Yönünden Yeraltı Kazılarının Tartışılması

Discussion of the Underground Excavations in Terms of Engineering Geological, Soil and Rock Mechanical Aspects

Mahir Vardar

İstanbul Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34469, Maslak-İstanbul-Türkiye

Nuh Bilgin

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

1 YERALTI KAZILARINA GENEL BİR BAKIŞ

Kazı insan marifetiyle doğal ortamların üretim ya da mekân kazanmak için bilinçli olarak şekillendirilmesi için yapılan çalışmalardır. Bu tanımda bir tarafta koşul ve davranışlarıyla duran ve direnen bir ortam, öte yanda da onu zorlayan bilgi, beceri, deneyim ve teknik donanımlı insan vardır. Dolayısıyla kazı mühendisi bu koşul ve davranışları anlayarak içinde çalışacağı ortamı en uygun biçimde yenmeyi, kırmayı, sökmeyi, koparmayı, kesmeyi, parçalamayı, patlatmayı, dağıtmayı, fakat aynı zamanda oluşturduğu bu kazı malzemesini yüklemeyi, taşımayı ve uzaklaştırmayı bilmek zorundadır. Ama daha da önemlisi bu yeni durumdaki geçici ve kalıcı duraylılığı sağlamakla da yükümlüdür.

Bunun açılmış ifadesi

- ◇ Mühendislik jeolojisinin,
- ◇ Geomekanik davranışlarının ve
- ◇ Geoteknik etkileşimlerinin

bilinmediği bir ortamda güvenli, verimli ve nitelikli bir kazının yapılamayacağıdır.

Benzer şekilde,

- ◇ Kazıcı-delici makineleri, donanımları, araç ve gereçleri
- ◇ Kazı-delme-patlatma işlemleri ve yöntemleri,

- ◇ Destekleme, sağlamlaştırma ve iyileştirme
 - ◇ Havalandırma, nakliye ve drenaj işleri ile
 - ◇ Kazı yönetimi bilgisinin ve yetişmişliğinin olması
- da bir o kadar gereklidir.
Şu halde kazı başarısı için denklemler kurulacak olsa, bunlar:

Kazı tekniği ve teknolojisi > Kazılan ortam nitelikleri ve koşulları

ya da

Kazı başarısı = Kazı tekniği ve teknolojisi / Kazılan ortam nitelikleri ve koşulları >1

şeklinde olmalıdır.

Mühendislik jeolojisinde ortamların teknik girişimlere karşı gösterdikleri davranış özellikleri “teknolojik özellik” olarak adlandırılmaktadır. Kayaçların kazılabilirlik, delinebilirlik, patlatılabilirlik, kesilebilirlik, işlenebilirlik, parlatılabilirlik, aşınma özellikleri bu bağlamda onların önceden tanımlanmış teknik ve teknolojilere göre uygunluğunu derecelendirmiş olmaktadır.

Kazı işlemleri sırasında da seçilen ya da uygulanan teknik ve teknoloji, ister elle (manüel), ister araçlı (makineli) ve ister patlatmalı olsun, ortamı bir arada tutan

bağlayıcı kuvvetleri yenmek, dokuyu parçalamak ve parçacıkları ötelemek zorundadır. Böylece fiziksel anlamda belirli bir kayaç kütesini hareket ettirmek için bir “iş” yapılmış, “enerji” harcanmıştır. Bu iş belirli bir sürede gerçekleştirilebilmiş, “güç” kullanılmıştır. Bu güç belirli bir kazı miktarı için harcanmış, belirli bir “verim” alınmıştır. Bu sırada kullanılan araçlar eskimiş (aşınmış, yıpranmış) ve patlayıcılarda olduğu gibi malzeme tüketilmiştir. İnsan zaman harcamış, para kullanılmıştır, “maliyet” oluşmuştur. Sonuçta kazılabilirlik, kayacın en az enerji ile en kısa zamanda, en verimli ve en ucuza yerinden koparılabilmesi anlamına gelmiş olmaktadır. Ancak ucuzluk ücret, öteki yan giderler, parasal kaynak maliyeti ve yıpranma payı gibi pek çok etmene bağlı olduğundan burada ucuzluk dışındaki değerleri ve ölçütleri oluşturan etmenlere geçelim.

Kayaçların kökensel - maddesel (substans) özellik ve nitelikleri:

Mineral ve kristal türü (sertlik, Mohs sertliği vbg.),
Petrografik yapı ve doku (Bileşim, dane-kristal dizilimi, büyüklüğü vbg.),
Yoğunluğu, gözenekliliği, su içeriği,
Ayrışma, bozunma durumu.

Kayaçların süreksiz ortam özellik ve nitelikleri:

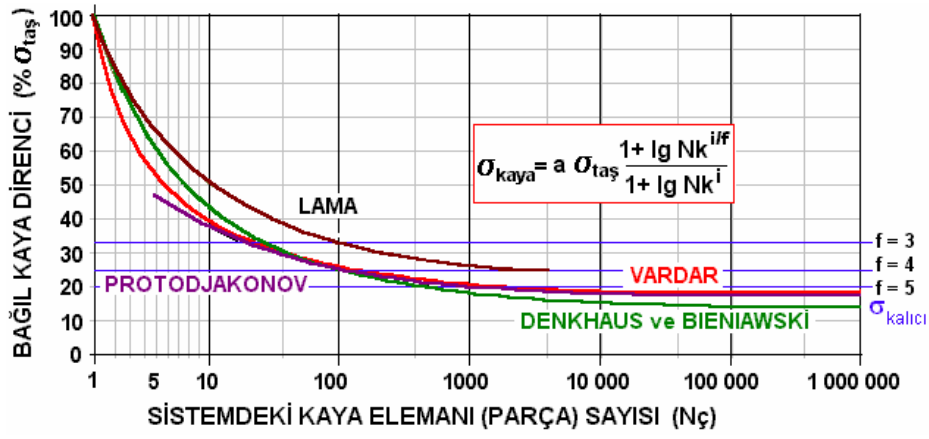
Kayaçların göre kütesel davranışı **süreksizlik türlerine**, **biçimlerine** veya **süreksizlik aralıklarına** (s), **sıklıklarına** (k_{Stini}), **ayrılma derecelerine** ($k_{Müller}$), **ayrışma durumlarına**, ya da sondajlarda alınabilen **karot yüzdelerine** (TCR, SCR, CR) ve bunların **büyüklik oranlarına** (RQD) göre değişmektedir. Bu durum kaya mekaniğinin yeni ve farklı bir bilim dalı olarak ortaya çıkması ve gelişmesinin en başta gelen nedeni olmuştur.

Değişik büyüklük ve açıklıklarda gerçekleştirilen kazı işlerinin etkileşim alanı da farklı büyüklüklerde olmaktadır. Mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği terminolojisinde sistem büyüklüğü olarak adlandırılan bu çevresel etkileşim bölgesinin büyüklüğüne göre, yukarıda tanımlanmış olan

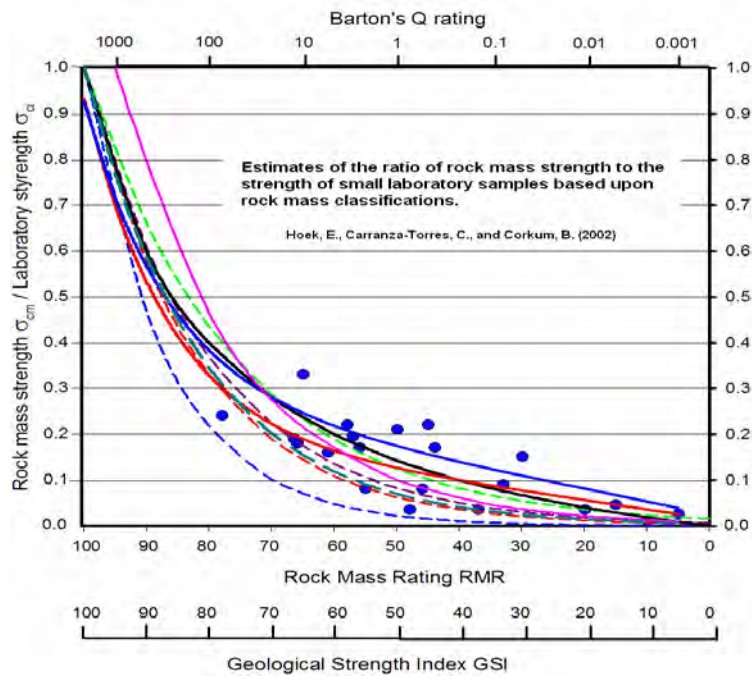
aynı ortam ve koşullara ait değişmeyen jeolojik parametrelerin, farklı jeomekanik davranışlar oluşturması da ancak son zamanlarda anlaşılabilmiştir. Bunda sürekli ortam (kontinuum) mekaniğine dayalı öğretilerin, süreksiz ortamı (diskontinuum) anlamayı engelleyecek kadar kolaylıkçı ve baskın olmasının payı büyüktür. Çatlaklı ve kırıklı kayanın arazi koşullarındaki (in situ) dayanımının belirlenmesine yönelik olarak başlatılan arazi ve laboratuvar araştırmaları, kayanın “*sistem büyüklüğü*”, ya da “*ölçek etkisi*”ne bağlı olarak farklı dayanım parametreleri alabileceğini göstermiştir. Mevcut proje deneyimleri ile de uyum içindeki bu sonuçlara ilişkin ilk bağıntı, çok sayıdaki model deney ve arazi çalışmalarına dayalı olarak geliştirilmiştir (Şekil 1, Vardar 1977). Daha sonra sistem büyüklüğü anlayışı ve kayaçların bu kütesel davranışı Hoek tarafından yaygınlaştırılmıştır (Şekil 2, 2002).

Şekil 3’de süreksizliklerin sınırladığı kayaç parçalarının (birim kaya elemanlarının) boyutlarını, biçimlerini sistem büyüklüğü içinde tanımlayan bu daha yeni yaklaşımların ilk örnekleme gösterilmiştir. Burada aynı ortamın kazı açıklığının büyüklüğüne göre monolitten milonite kadar değişen tek parçalı-az parçalı-çok parçalı ortamlara dönüşebilmesi buna örnektir (Vardar, 1989).

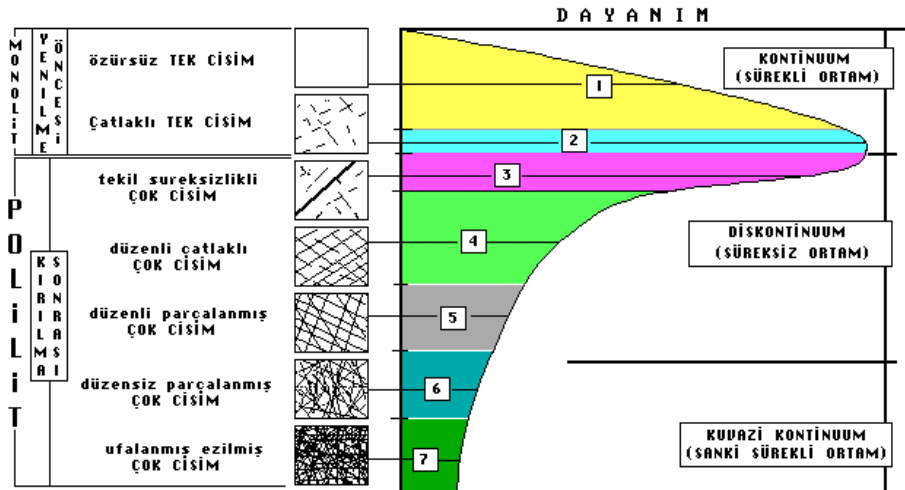
Bu durum kısaca, aynı çatlaklı-kırıklı ortamda matkapla açılacak bir deliğin çatlaklar arasındaki özürsüz tek parçayı, içinden zor geçilebilen bir galerinin az saydakileri, giderek büyüyen kazı çaplarının ise çok fazla parçayı etkileyeceğini vurgulamaktadır. Buna göre çaplar büyüdükçe kazı işlerinin kolaylaşacağı, ancak dökülmelerin, sökülmelerin, kavlaklaşmanın, taş düşmelerinin artacağı ve stabilitenin azalacağı ifade edilmektedir. Demek ki sonuçta öyle bir kazı büyüklüğüne ulaşılacaktır ki, çok sağlam olarak bilinen bir ortam bile süreksizlikleri nedeniyle ezilmiş, ufalanmış bir ortam, daneli ortam, zemin gibi (sürekli ortammış gibi) davranabilecektir.



Şekil 1. Sistemdeki kaya elemanı (parça) sayısına göre laboratuvar deneylerinden üretilen bağıl kaya direnci σ_{kaya} ve geliştirilen Taş-Kaya bağıntısı (Vardar 1977)



Şekil 2. Kaya sınıflamaları ve laboratuvar deneylerinden üretilen bağıl kaya direnci σ_{cm} (Hoek ve diğ. 2002)



Şekil 3. Kaya Mekaniğinde aynı ortamın “Sistem Büyüklüğü”ne bağlı olarak farklı şekilde davranabileceğinin Post Failure davranışı ile açıklanması

Bu çerçevede olmak üzere litolojik değişimleri, kıvrımlanma, faylanma, benzerlik bölgeleri ve gerilme durumu gibi öteki mühendislik jeolojisi parametrelerini de dikkate alan yaklaşımlarla İstanbul'daki ilk önemli yeraltı kazıları olan Eyüp kolektör tünelleri için yapmış olan öngörülerle açım sırasında ortaya çıkan gerçek durum karşılaştırılmış büyük benzerlikler görülmüştür (Vardar, 1989).

Türkiye'de gerek ulaşım gerekse de alt yapılar için tünel açma işleri son senelerde önemli ölçüde artmıştır. Avrupa'da gelecek on yılda 100 Milyar Euro'luk bir yatırımın bu işlere ayrılacağı tahmin edilmektedir.

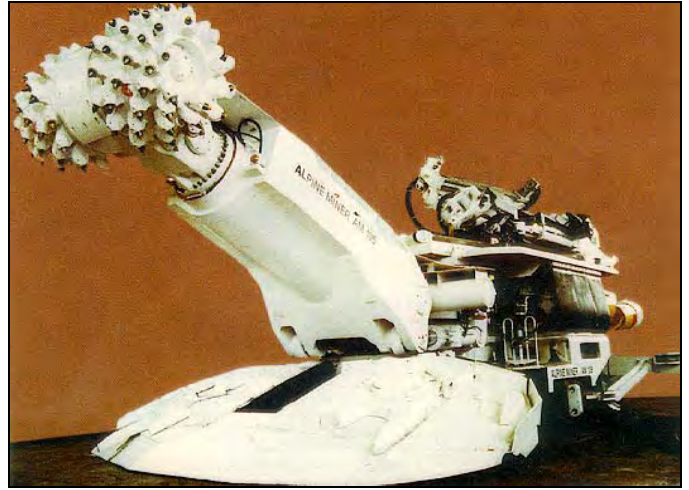
Hızlı ve emniyetli kazı için mekanize sistemler kaçınılmaz olmaktadır. Yerleşim yerlerinde zorunlu durumların dışında patlayıcı madde kullanımına izin verilmemesi mekanize kazıyı zorunlu kılmaktadır. Mekanize kazı, ilk yatırıma ayrılacak finans miktarına, zemin veya kaya kütlesi özelliklerine göre darbeli kazıcılar, kollu makineler veya TBM yani tam cepheli makinelerle olmaktadır.

Uygulayıcı mühendis proje termini yaparken tünel açma makinelerinin performanslarını önceden tahmin etme durumundadır, aksi takdirde ihale şartlarında proje bitim süresi öngörüldüğünden, cezalı duruma düşecektir. Hızlı, ekonomik ve verimli tünel açmanın en temel unsurunun tünel açma makinelerinin ve mekanize sistemlerin bilinçli seçilmesi ve kullanılmasının olduğu artık herkes tarafından kabul edilmektedir. Bunun yanında makine, tünel jeolojisi ve hat boyundaki kayaç formasyonlarının mühendislik jeolojisi, jeoteknik ve kazılabilirlik özelliklerine göre seçilmezse, uygulama ekonomik olmanın çok ötesine çıkmakta ve makinenin tünelden çıkarılması ve kazı işlemlerine klasik yöntemle devam etmekten başka çare kalmamaktadır. Geçmişteki örneklerden de görüldüğü gibi ihale öncesi yapılan sondaj çalışmaları ve hazırlanan geoteknik raporlar yeterli değilse makine seçimi ve hatalı performans tahminleri müteahhit ve işvereni hukuksal yönden karşı karşıya getirmektedir. USA'da tüneller arasında yaygın olan şu sözü hatırlatmadan geçemiyoruz: "Tünelin bir

ucunda müteahhit bekler diğer ucunda ise avukat". İşte bu çerçevede, aşağıda çok kısa olarak doğru makine seçimi ve performans analizi için uluslararası düzeyde kabul edilen deney ve yöntemlerin bir kısmına değinilecektir.

2 KOLLU GALERİ AÇMA MAKİNELERİNİN VE TBM'LERİN SEÇİMİNDE KULLANILAN BAZI LABORATUAR KESME DENEYLERİ

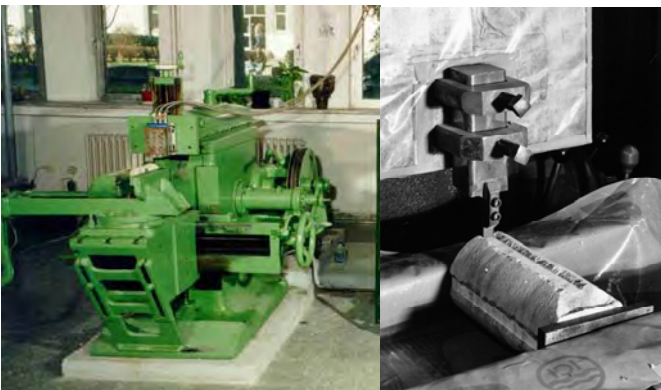
Kollu galeri açma makineleri (Roadheader'lar) ilk olarak 1950'lerde maden galerilerinin açılmaları için geliştirilmiş ve daha sonra inşaat sektörüne hızla girmiştir. Bu makineler paletler üzerinde hareket etmekte, arına dik veya paralel hareket eden kesici kollar arını tarayarak kazı yapmaktadır. Kazı, pasa nakli ve tahkimat işlemleri birbirlerinden bağımsız yapılabildikleri için, bu yöntemle açılan tünel ve galerilerdeki ilerleme hızları delme ve patlatma yöntemiyle karşılaştırıldığında daha hızlı olabilmektedir. Tipik bir roadheader Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 4. Tipik bir Roadheader

Kayaçların mekanik ve fiziksel özellikleri ile makine performansları arasında mümkün olabilecek ilişkiler uzun süren araştırmaların konusu olmuş ve sonuçta İngiltere'deki Newcastle Upon Tyne Üniversitesi'nde geliştirilen karot kesme veya küçük boyutlu kesme deneyi uluslararası düzeyde kabul bulmuş ve standartlara geçmiştir. Bu deneyi geliştirmek için R.J. Fowell ve I. McFeat-Smith on sene boyunca roadheaderların

kullanıldığı galeri veya tünellere giderek, makine performanslarını yerinde tespit etmişler ve buralardan aldıkları karot numuneleri üzerinde laboratuvar düzeyinde kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. 12,5 mm keski genişliği, -5 derece kesme açısı olan tungsten karbür bir kesici uçla, çapı 7 cm den büyük olan karotlar 5 mm kesme derinliğinde kesme deneylerine tabi tutulmaktadır. Karot numune bir planyanın tezgâhındaki mengeneye sabitlenmiş, kesici uç ise planyanın kafasındaki üç eksenli dinamometreye tutturulmuştur. Tipik bir deney seti Şekil 5’de gösterilmektedir. Böylece keskiye üç eksen boyunca gelen kuvvetler ve birim hacimdeki kayacı kesmek için gerekli enerji olarak tanımlanan spesifik enerji değerleri ölçülebilmektedir. Araştırmacılar makine performansları ve spesifik enerji arasındaki ilişkileri istatistik olarak araştırmışlar ve bazı çizelgeler geliştirmişlerdir. Bu çizelgeler yardımı ile doğru makine seçimi ve performans tahminleri yapılabilmektedir. Deney uluslararası kabul bulmuş ve standartlara geçmiştir (Bilgin vd, 1997). Bugün hemen hemen her uluslararası projede bu deney istenmiş ve Melen İçme Suyu projesi için geoteknik araştırma sırasında Uluslararası Müşavir tarafından olmazsa olmaz şeklinde rapor edilmiş ve hemen hemen her formasyona ait karot numuneleri İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Laboratuvarları’nda kesme deneylerine tabi tutulmuştur.



Şekil 5. Küçük Boyutlu Kesme Deney Seti

Tam cepheli tünel açma makinelerinin çapları açılacak tünelin çapı kadardır ve disk keskilerle donatılmışlardır (Şek. 6). İlk yatırımlarının fazla oluşu seçimlerinin çok titiz yapılmasını gerektirir. Her tür formasyonda kazı yapabilecek tipleri geliştirilmiştir. Makineden faydalanma oranları genelde % 35-40 civarındadır. Çıkan pasa makinenin döner kafasındaki boşluklar vasıtasıyla makinenin içersinden, makinenin arkasındaki vagon veya kamyonlara iletilir. Jeolojik süreksizliklerin durumu, formasyon cinsi ve yeraltı suyu durumu TBM’lerin şiltli veya şiltsiz kullanılmasını etkileyen en önemli faktördür.



Şekil 6. Tipik bir TBM

Sert kaya makinelerinin performans tahminleri ve optimum şartlarda çalıştırılması için laboratuvarda yapılacak tam boyutlu kesme deneyleri kaçınılmaz olmaktadır. Bu deneylerde büyük kaya blokları tam boyutlu disklerle kesilmekte, değişik kesme derinliklerinde ve disk aralıklarında, spesifik enerji değerleri ve diske gelen üç yöndeki kuvvetler kaydedilebilmektedir (Şek. 7). Bu değerlerden operatörün uygulayacağı optimum baskı kuvveti ve günlük ilerlemeler hesap edilebilmektedir. Optimum kesme şartları aynı zamanda keski sarfiyatını da azaltmaktadır. Keski sarfiyatı kazı ekonomisini belirleyen önemli faktörlerdendir. Keski sarfiyatını ise büyük bir doğrulukla Cerchar Aşındırıcılık deneyinden hesaplamak mümkün olmaktadır.

Tuzla- Dragos Tünellerinde yapılan çalışmalar buna en güzel örneği teşkil etmektedir. Sonuçlar Oslo'da 1999 tarihinde yapılan Dünya Tünel Kongresinde tartışılmıştır (Bilgin vd., 1999). Tarabaya atıksu tünellerinde kullanılan bir TBM'in kazı performansının tam boyutlu kazı setinden alınan sonuçlarla yakından ilişkili olduğu görülmüştür (Bilgin vd., 2005).



Şekil 7. Tam Boyutlu Kesme Deney Seti

3 SONUÇLAR

Tünel açma makineleri hızlı kazının vazgeçilmez unsurlarıdır. Eğer makineler jeolojik formasyonların özelliklerine göre seçilirse 25 m² kesitli bir tünelde günlük 20-30 m'lik ilerleme olağan sayılabilir. İlk yatırımlarının fazla olması seçim kriterlerinin çok iyi yerine getirilmesini gerektirir ve geçmişte görüldüğü gibi tünelin tamamen durması ve makinenin dışarı çıkarılması söz konusu olabilir. Bu nedenle seçim yapılmadan evvel kesilecek formasyonların litolojik değişimleri, kıvrımlanma, faylanma, benzerlik bölgeleri ve gerilme durumu gibi mühendislik jeolojisi parametrelerini de dikkate alan

yaklaşımlarla ileri teknolojilere sahip mekanize kazı laboratuvarlarında muhakkak küçük boyutlu ve tam boyutlu kesme deneyleri gerçekleştirilmeli ve uluslararası standartlara uyulmalıdır.

KAYNAKLAR

- Vardar, M., 1989. Die Auswirkungen der ingenieurgeologisch - felsmechanischen Verhältnisse auf Planung und Verwirklichung der Istanbuler Abwassestollen, *Geologie Felsmechanik Felsbau Festkolloqium* L. Müller-Salzburg, trans Tech Publications Clausthal.
- Bilgin, N., Balcı, C., Eskikaya, Ş., Ergunalp, D., 1997. Full Scale and Small Scale Cutting Tests for Equipment Selection in a Celestite Mine, *Mine Planning and Equipment Selection*, Balkema ISBN 9054109157.
- Bilgin, N., Balcı, C., Acaroğlu, Ö., Tunçdemir, H., Eskikaya, Ş., Akgül, M., Eskikaya, Ş., 1999. The Performance Prediction of a TBM in Tuzla-Dragos Sewerage Tunnel. *Challenges for the 21st Century*, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 063 9, pp. 817-822.
- Bilgin, N., C. Feridunoglu, D. Tumac, M. Cinar, Y. Palakci, Gunduz, O., Ozyol, L., 2005. The performance of a full face tunnel boring machine (TBM) in Tarabya (Istanbul), *Proc. of the 31th ITA-AITES World Tunnel Congress*, Istanbul, Turkey. *Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future* – Erdem & Solak (eds).

ITA-Committee on Operational Safety of Underground Facilities – COSUF and latest Development of Fire Safety Concepts in Road Tunnels

Alfred Haack

STUVA e.V., Cologne, Germany; Former President of ITA, Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: The tragic tunnel fires of the past years have led to discussions of experts in Europe and around the world. In many European countries they have caused a complete revision of the national safety guidelines for road and rail tunnels. The European Commission has developed directives concerning the minimum safety equipment of road tunnels as well as of railway tunnels. This action is supplemented by intensive domestic and international research activities. The Second International Symposium on Safe & Reliable Tunnels gives special focus on the objectives and important findings of this most recent research programme. The two projects UPTUN and SafeT being just in their final stage form together with COSUF – the ITA Committee on Operational Safety of Underground Facilities the main topic. The Committee is joining 8 research and network projects launched within the 5th and 6th Research Programme of the EU. It is aiming at a world-wide exchange of views, ideas and experience in the field of safety and security regarding traffic tunnels and other underground facilities.

1 INTRODUCTION

Fires in transport tunnels can cause catastrophic disasters. The accidents in the French/Italian Mont Blanc Tunnel (March 24, 1999), in the Austrian Tauern Tunnel (May 29, 1999), in the Swiss Gotthard Tunnel (October 24, 2001; Figure 1), in the subway system in Daegu/South Korea (February 18, 2003; Figure 2), in the Swiss Baregg Tunnel (April 14, 2004), in the French Fréjus Tunnel (June 4, 2005; Figure 3) and most recently in the Swiss Via-Mala-Tunnel (September 16, 2006) have made this more than clear. The detailed analysis of the cause and progression of these fires have yielded new insights that had not been expected or calculated to this extent before. The only comparable experience before has been the fire in the Nihonzaka Tunnel in Japan of 1979, which involved a total of 189 vehicles.



Figure 1. Burning lorries in the Gotthard Tunnel (Switzerland) on 24.10.2001.



Figure 2. Arson attack in the subway of Daegu/South Korea on 18.2.2003.



Figure 3. Fire accident in the Fréjus Tunnel (France) on 4.6.2005.

One insight pertains to the extremely rapid development of truck fires with an enormous rise in temperature of up to 1000 degrees Celsius and above. Experience has also shown that large amounts of fire gases are released within a short time, starting in a very early phase of the fire development.

The fire in the Mont Blanc Tunnel also showed that heated gases are capable of setting other vehicles on fire even at distances of 200 meter and more with no vehicle in between. The third and especially frightening aspect is the behaviour of the tunnel users. Too many of them did not recognize the danger they were exposed to. When they

finally realized what was happening, it was frequently too late for a successful escape. In the context of subway fires, the example of Daegu also showed how crucial the impact of railcar engineering and equipment, operational organization and safety training of train conductors and station managers can be. Severe shortcomings in these criteria were a crucial factor in the tragic outcome with 196 fatalities.

2 SAFETY RELATED EUROPEAN RESEARCH

In consequence of the devastating fire accidents the European Commission issued in April 2004 directives regarding the minimum fire prevention equipment of road and rail tunnels. In addition, a number of important research projects were initiated. These are seven multinational projects that have already been awarded and funded in conjunction with the fifth and one project with the sixth Research Framework Programme of the EU briefly described by Haack in 2005 (European Research) and as follows. They are more or less linked with each other as well as with national projects like a puzzle.

- **DARTS (Durable And Reliable Tunnel Structures)** started in March 2001 and ended in early 2004. The initiative included eight European partners and was structured into six technical work packages. It was primarily dedicated to the problem of exceeded cost during the construction of underground transport facilities. Furthermore, the quality and lifetime of tunnels as the most cost-intensive component of the entire traffic infrastructure was to be improved. For more information see www.dartsproject.net.
- **FIT (Fire In Tunnels)** was established in March 2001 and limited to four years. This “thematic network” included 33 partners from twelve European countries. The project was to gather information from all over Europe and around the world about existing research results and general experiences with fire prevention and

mitigation in transport tunnel facilities. For further details visit: www.etnfit.net.

- **UPTUN** (Cost-effective, sustainable and innovative **UP**grading methods for fire safety in existing **TUN**nels) is a RTD project, running from 2002 – 2006. UPTUN is being performed by 42 partners from 18 European countries. UPTUN comprises research work of approx. 950 man months. Detailed information on UPTUN and its partners can be found at www.uptun.net.
- **Safe Tunnel (Safety in Road Tunnels)** began in September 2001 and was designed for a project term of three years. The project involved nine partners. The main focus was to reduce the extent and number of fire accidents in road tunnels. The web address of this project is: www.crfproject-eu.org.
- **SIRTAKI (Safety Improvement in Road& Rail Tunnels using Advanced Information Technologies and Knowledge Intensive Decision Support Models)** was initiated in September 2001 for a term of three years. The initiative was shared by twelve European partners. The main focus of the project was to reform operative concepts with regard to safety and emergency management. Further details are available at: www.sirtakiproject.com.
- **Virtual Fires (Virtual Real Time Emergency Simulator)** was started 2001 for a duration of three years with eight partners from five European countries. The objective was to develop a suitable and practical simulator to train firefighters in confining and fighting fires in tunnels. A computer model is used to create virtual simulations of fires in tunnel situations. For more information visit: www.virtualfires.org.
- **Safe-T (Safety in Tunnels)** represents another thematic network with a three-year term that was started in the fall of 2003. The primary objective is to harmonize the European requirements regarding tunnel safety. Experiences gathered at the national level are to be compiled and assessed in such regulations. Given the background of the negative experience with the former

operative concept of the Mont Blanc Tunnel, special emphasis will be on cross-border operative concepts. The experience of regional authorities, firefighters and emergency rescue services are of special importance for this project. Further details are available from the website at: www.safetunnel.net.

- **L-SURF (Design study for a Large Scale Underground Research Facility on Safety and Security)** as a research project on safety and security in enclosed underground spaces is of outstanding importance as most recent incidents (tunnel fires, terror attacks in metros etc) have shown. However currently the competence related to safety and security in Europe is largely unstructured, fragmented and mostly national oriented. Especially missing is a large scale research facility. For more details see www.L-Surf.org.

Some of these research projects as well as PIARC, the World Road Association worked also in the direction of fixed fire suppression systems in tunnels (Figure 4). Those systems did not find a far ranging application so far. Their effectivity and general benefit is worldwide under an intense discussion as reported by Haack in 2004 and 2005 (Tunnel Fixed Fire Suppression Systems). For example one important question is related to the optimum timing of activating the system not to harm the escape and rescue process by destroying the smoke stratification or creating hot steam too early. Another open question deals with the generally cost-benefit evaluation of those systems in comparison with the safety measures commonly taken nowadays.

To gain better knowledge in this direction it is necessary to conduct an internationally agreed test program with large scale tests. First steps in this direction have been the most recent tests in the Runehamar Tunnel in Norway (Oct. 2004) and in the Virgolo Tunnel in Italy (Febr. 2005). Both large scale tests were conducted in the frame of UPTUN. For the same purpose the European Commission launched the feasibility study of L-Surf.



Figure 4. Test of a water mist system (Fogtec), conducted within the UPTUN Research Project.

In general, there are some basic requirements with regard to fixed fire suppression systems. According to the present and still ongoing discussion in the according working group of PIARC those systems have to be functionable at any time (PIARC 1999). They must be and stay reliable even under the rough conditions of the tunnel atmosphere which is normally characterised by high moisture and in the winter time salt content of the air and dust because of steady wear of the road pavement and the tyres as well and additionally particle loaded air because of diesel exhaust fumes. The investment costs must be acceptable and the maintenance costs kept low. The installation as well as the operation of the system should not be too complicated.

There are some very important questions left in connection with the installation of fixed fire suppression systems. Those are for example:

- Is there any economic compensation given with the investment for a fixed fire suppression system for example in form of savings for the layout of the ventilation?
- What is the mutual impact of the various components of safety systems in a modern tunnel additionally equipped with a fixed fire suppression system?

It is still not possible against the present status of knowledge to set up general rules whether to install fixed fire suppression systems in tunnels or not. For a given tunnel a specific risk analysis concerning the

appropriateness of a fixed fire suppression system has to be conducted. Such a risk assessment of a tunnel encountering a fixed fire suppression system should take into account the following aspects:

- Safety of users
- Capacity/possibilities of the fire brigades and rescue services in the area of the tunnel
- Resistance of structure against fire
- Balance between costs and benefits of a fixed fire suppression system
- Interaction between the various safety related components of the tunnel

With regard to the application of fixed fire suppression systems PIARC's view is changing considering the latest findings gained with the remarkable research work conducted during the last couple of years. But there are still good reasons to be cautious and to weigh the advantages of the installation of a fixed fire suppression system project wise. According to PIARC's present view 3 absolutely important requirements have to be met when discussing whether to install a fixed fire suppression system in a specific tunnel or not:

- The installation of a fixed fire suppression system is to combine with an appropriate fire detection and fire localising system.
- Great care must be taken into account regarding maintenance and operating costs of such a system.
- During the whole life cycle of a tunnel it must be guaranteed to meet an acceptable cost frame as well as the full capacity and function of the fixed fire suppression system.

3 STEP INTO FUTURE

The eight European research projects mentioned before came to the conclusion that their joint capacity and the momentum gained by the intensive research work conducted during the last couple of years present a great chance for an ongoing future research work and global exchange of knowledge. They therefore looked for a worldwide well reputed international umbrella organisation which

could offer a basis for coming activities to develop a better safety level for all kinds of underground facilities. ITA – the International Tunnelling Association – with its 53 member nations worldwide was ready to play that role in close cooperation with PIARC – the World Road Association. Finally the eight projects came to an agreement with ITA and established the ITA Committee on Operational Safety of Underground Facilities (COSUF; Figure 5). This committee was installed in May 2005 at the occasion of the ITA World Tunnel Congress 2005 in Istanbul, Turkey. Although starting from the 8 European projects listed above COSUF is open for all institutions, companies, consultancies, governmental organisations etc. world-wide which are active and interested in the field of safety and security regarding underground facilities.

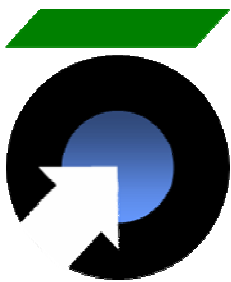


Figure 5. Logo of COSUF.

4 SCOPE AND OBJECTIVES

The scope of COSUF concerns safety in tunnels and other underground facilities. It is limited to safety in operation and not during construction This subject is covered by ITA Working Group No. 5: “Health and Safety”. Security will also be covered and is considered as part of safety.

Within this scope the following objectives as basis for all the future activities of COSUF are defined:

- maintain and develop a network to:
 - exchange knowledge
 - encourage collaboration
 - facilitate the creation of dedicated teams

- and groups to perform specific (research) activities
- facilitate cooperation worldwide
- enhance research and development activities through combining of national, European and international funding and promoting support
- promote safety (and security) by:
 - fostering innovation
 - raising awareness of current and newly developed safety (and security) issues amongst decision makers, professional end-users, financiers, risk managers, international forums and other stakeholders
- supporting the development of improved regulations

5 ACTIVITIES AND BASIC STRUCTURE

Considering the aforementioned objectives COSUF will follow the below listed activities as described by Haack in 2006. The list gives examples but does not claim to be complete. In detail the activities will include:

- networking and coordination meetings, at least once a year, possibly linked with other events
- to take part in international standardisation
- actions towards focussing international research programmes to include tunnel and underground safety (and security), e.g. in the EU framework programmes, European Technology Platforms or other international activities
- developing and maintaining a website, based on the FIT-website, which will promote its activities and disseminate its findings
- (co-)organising workshops and conferences
- to form groups and ad-hoc task forces inside the Committee to address issues related to the scope of the Committee and its objectives

For conducting the manifold activities COSUF has formed three Activity Groups (AGs):

- *Activity Group 1*: Interaction with European and international initiatives; coordinated by Ben van den Horn, Rijkswaterstaat, The Netherlands
- *Activity Group 2*: Regulations and best practice; coordinated by Dr. Marc Tesson, CETU - Centre d'Etudes des Tunnels, France
- *Activity Group 3*: Research and new findings; coordinated by Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes, Ruhr University of Bochum, Institute for Tunnelling, Pipeline Technology and Construction Management, Germany

These AGs are described to more details further down. They generally aim at collection of information, creation of syntheses and recommendations, dissemination of information, identification of current and future needs for research and development giving direction as well as specific initiatives, and other related activities.

The AGs themselves do not carry out studies, research or similar activities of commercial value which could be done by institutes or companies. Instead of that they should develop to be centers of excellence for exchange of information and know-how with regard to safety and security of tunnels and other underground facilities.

The general objectives of the AGs are

- sufficient safety and security for tunnel users, employees and rescue personnel
- cost efficient solutions for safety and security
- a strive for optimality taking into consideration life-cycle cost and socio-economy and societal demands
- improvements of tunnel safety and security by fostering innovation and with a vision of future possibilities and needs

The three AGs must interact to avoid duplication in their work. Thus their activities have to be coordinated by the SB. The AGs will establish task groups and ad-hoc groups which shall deal with specified sub-items.

The Activity Groups are controlled and receive advice in a strategical and political sense by the Steering Board (SB) of COSUF, which consists of representatives from the 8 research projects. The SB is chaired by a chairman as representative of ITA – the International Tunnelling Association and a vice chairman as representative of PIARC – the World Road Association. Both are responsible to the annual General Assembly of ITA.

6 WORK PROGRAMME OF THE ACTIVITY GROUPS

6.1 Activity Group 1: Interaction with European and international initiatives

AG 1 will take and keep contact with other external institutions, groups and projects in order to receive relevant information, to cooperate for avoiding duplication of activities, to give information about activities in COSUF to external groups and possibly influence the initiatives.

The relevant external groups and initiatives can include for example:

- European Construction Technology Platform, Focus Area Underground Construction (as far as COSUF is concerned)
 - European Technology Platform on Industrial Safety “ETPIS”
 - other international committees like: ACUUS, ISO, ISTT, ITP, PIARC, fib, RILEM, UIC etc.
 - national or international organisations funding research
 - existing and completed European research projects others than the projects founding COSUF, for example EuroTAP and TUNCONSTRUCT
 - other research, commercial, national or international projects
 - testing programmes
 - large construction projects
 - other relevant initiatives, groups or similar
- The areas considered in Activity Group 1 are complementing those mentioned below for

Activity Groups 2 and 3. The activities in Activity Group 1 consist e.g. of

- identifying relevant initiatives outside COSUF
- attracting COSUF members from the initiatives or appoint liaison responsible COSUF members
- liaison with initiatives outside COSUF
- reporting to Activity Groups 2 and 3 about the results and findings of activities outside COSUF
- reporting transparently to relevant external groups and initiatives about the ideas and results of COSUF
- ensuring that safety and security is given proper priority in initiatives concerning underground facilities
- influencing initiatives to include safety and security aspects in line with the ideas of COSUF
- bringing COSUF ideas to life as projects either as part of existing initiatives or as new separate projects

Participants should come from the 8 projects, but should also be representatives from projects, committees, groups, and institutions outside of COSUF. If not otherwise possible a COSUF member could be appointed to be the liaison officer for those projects.

6.2 Activity Group 2: Regulations and best practice

AG 2 will cover regulations, the state-of-the-art and best-practices in various countries world-wide. The state-of-the-art can monitor the current practice and experience with various design methods for different tunnel systems. This includes discussion and comparison of regulations and best-practice procedures from different owners, networks, projects and the experience gained by them.

By doing this it is aimed to collect and distribute information on existing national and international regulations and recognised recommendations as well as to establish the best-practice for tunnel safety (and security). As a result it can be identified that

- there is a need of improvement or harmonisation considering regulations in different countries, between networks, between different projects etc.
- the regulations are not up-to-date compared with the recent activities and achievements in practice
- state-of-the-art or state of practice is deviating significantly from region to region, from industry to industry or from institution to institution.

The findings can result in requirements for new regulations; they can also contribute to disseminate the knowledge from region to region or from industry to industry, from institution to institution and identify areas for which new research is needed.

Ideally the work in this Activity Group is part of establishing a global state-of-the-art for tunnel safety (and security) and the regulatory tools to control that an adequate safety (and security) level is achieved.

All underground facilities are covered by these activities. This includes underground facilities for transportation like road, rail and metro tunnels, as well as underground facilities such as underground shopping malls, underground stations, places for other purposes e.g. for concerts, sports, exhibitions, production facilities, underground technical facilities, etc. For these areas there might be a need for establishing the best practices and the necessary up-to-date regulation.

The activities should cover all safety related aspects such as (at least):

- safety objectives
- basic methods of technical approach (prescriptive and performance-based approaches)
- protection of the structure
- methods for risk assessment
- safety systems and equipment
- interaction with human behaviour
- operation and maintenance
- intervention

These above-mentioned activities may be distinguished for the different types of underground facilities (road, rail, metro and

other underground use) or may be considered together. For all activities it will be relevant to discuss both the side of best-practice and the side of regulations and to compare the two sides.

The area of security may be highlighted specifically, since there may be a need for establishing the state-of-the-art also in this field. Security deviates from safety particularly with respect to the prevention, whereas the reaction consequence side may be similar to those which are resulting from evaluation and analysis of accidents or so. These prevention activities will involve regulations of control, enforcement, and similar.

The participants will be mainly engineers, scientists, fire brigades, rescue teams, and other professionals with experience concerning safety in design, operation and rescue in various areas related to underground facilities. For security the professionals may include the police. Public servants and others involved (on project, regional, national, supranational (EU) and international basis) in developing and reinforcing regulations can significantly contribute to these activities. Also researchers and other professionals with knowledge of the most recent achievements and findings may contribute to the identification of needs and demands for the design process and its regulation.

The participants should also include representatives from Activity Group 1 and of current research projects, committees, organisations involved in developing and studying tunnel safety and security.

6.3 Activity Group 3: Research and new findings

The scope of AG 3 is to motivate to research and to use research results and other new findings for the benefit of safety (and security) in underground facilities in general. The activities include

- collection of results of research and collection of new findings

- evaluation of events, results and new findings
- dissemination of the results and new findings among COSUF members
- synthesis of results and new findings into best practices (in collaboration with AG 2)
- collection and evaluation of ideas for research
- identify needs for the future and give directions for future research

The actual launch of new research projects is initiated outside COSUF by liaison through AG 1.

The aim is to make aware all relevant professionals of new findings and recent results of research in the safety and security related activities regarding underground facilities, to discuss these results and other ideas and to process them into specifications of needs of new research into recommended best practices.

In order to fulfil these aims it is necessary to

- identify safety (and security) related activities for underground facilities
- identify relevant research activities and their results
- identify relevant new findings
- process into best practices (in cooperation with AG 2)
- evaluate the results and the findings
- receive and develop ideas for research
- communicate the results and findings
- identify new needs and requirements for research
- outline the basis of new ideas for research
- liaise with Activity Group 1 for the launching of projects outside COSUF

The sub-items considered cover all safety (and security) related activities. These areas could include the following, but the list may be modified and extended during the work, depending on the available information and the interests and qualification of the members of AG 3:

- new/innovative equipment in tunnels and new materials
- processes, analyses and design procedures integrated design procedures, risk analyses as part of the design, fire design techniques etc.
- IT tools in the tunnel design and operation
- test programmes using standardised techniques
- operation and maintenance monitoring
- safe intervention, evacuation, fire fighting etc.
 - planning
 - training
 - simulation
- interface tunnel, users, operators and rescue services (human behaviour etc.)
- experience from tunnel incidents, accidents and near misses
- tunnel safety related data collection
- specific security related problems for underground facilities

For research and new findings it may be also relevant to divide into the types of underground facilities: road, rail, metro and other underground use, as mentioned for AG 2.

The possible number of a crosswise combination of items, sub-items, activities and types of facilities is high. The AG will have to organise itself and to prioritise the activities.

The participants in the activities are mainly researchers with activities in the field of safety (and security) of underground facilities and engineers, scientists and other professionals with experience in safety design in various areas related to underground facilities. Furthermore, other professionals involved in design, operation, rescue etc. of tunnels, and particularly the safety (and security) related side of these activities can significantly contribute to the activities. Public institutions and representatives of formulating research and funding institutes

would also be highly relevant as participants in the work.

In addition representatives from AG 1 and of current research projects, committees, organisations involved in developing and studying tunnel safety and security outside of COSUF should also become participants of this AG.

7 MEMBERSHIP

COSUF invites all parties world-wide interested in the field of operational safety and security of tunnels and other underground facilities to become member and to co-operate within COSUF. There will be exceptionally corporative members, no individual ones. The membership in COSUF has to be confirmed by the General Assembly of ITA, but is not bound to membership in ITA or vice versa. Of course, a membership in both is possible and welcome.

The annual membership fee will be as follows:

- public organisations and educational institutes: EUR 250
- all others: EUR 500

Interested parties can subscribe membership at the occasion of the 2nd International Symposium Safe & Reliable Tunnels on May 30-31, 2006 in Lausanne, Switzerland or online using the form given on the ITA webpage www.ita-aites.org.

A numerous and wide-ranging membership will certainly help to improve and standardise the safety and security level in traffic tunnels and all other underground facilities.

8 OUTLOOK

The tremendous research efforts of the European Commission described here to improve the safety in traffic tunnels are an essential prerequisite for the highly needed all-European harmonization in this field. Here COSUF forms a platform to continue the activities even after finalising the research projects and in the same time presents a forum for a world-wide exchange of views, ideas and experience in the field of safety and

security regarding underground facilities. This appears especially important as tunnels are an indispensable part of the trans-European traffic network. Given this background, the research activities are delivering a crucial contribution to guarantee the mobility of persons and goods, which represents a high political priority.

REFERENCES

- Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council, 29. April 2004 on minimum safety requirements for tunnels in the trans-European road network. In: Official Journal of the European Union L 201/56 pp, published 7.6.2004.
- Directive 2004/49/EC of the European Parliament and of the Council, 29. April 2004 on safety on the Community's railways and amending Council Directive 95/18/EC on the licensing of railway undertakings and Directive 2001/14/EC on the allocation of railway infrastructure capacity and the levying of charges for the use of railway infrastructure and safety certification (Railway Safety Directive). In: Official Journal of the European Union L 164/44 pp, published 30.4.2004.
- Haack, A., 2004. Latest Achievement and Perspectives in Tunnel Safety, 30th ITA World Tunnel Congress "Underground Space for Sustainable Urban Development", 22-27 May 2004 in Singapore.
- Haack, A., 2005. Tunnel Fixed Fire Suppression Systems – Symposium Introduction and Overview, NFPA World Safety Conference; 6.-10. June 2005, Las Vegas, Nevada, USA.
- Haack, A., 2005. European Research and Development on Safety in Road Tunnels; 3rd International Congress – Traffic and Safety in Road Tunnels – HBV-Verkehrsconsult, Hamburg, 18.-20. May 2005 in Hamburg.
- Haack, A., 2006. ITA-COSUF Work Programme, paper presented at 2nd Symposium on Safe & Reliable Tunnels, Innovative European Achievements & ITA – COSUF Inauguration, 29./30. May 2006, Lausanne, CH.
- PIARC Committee on Road Tunnels, 1999. Fire and Smoke Control in Road Tunnels, PIARC report 05.05.B, Paris, ISBN 2-84060-064-1.

Big Challenges in Turkey for Mechanized Tunneling

Ulrich Rehm

Herrenknecht AG, Germany

ABSTRACT The globalization and the associated unstoppable growth of mobility inevitably lead to a long-term necessity of new tunnels. Hence, the motto of mechanized tunnelling for the 21st century can be stated beside longer, deeper and bigger as safer. Safer regarding the working conditions for the staff and not to forget with regard to the costs. Many outstanding projects demonstrate impressively that all kinds of tunnel boring machines – Gripper, single, double-shield-TBM, EPBM or Mixshield - can handle extreme boundary conditions. Impressive examples are the biggest EPB- and Mixshield in Spain and China with diameters of more than 15 m, the mutli-mode TBM for Hallandsas, Sweden, designed for a face pressure of up to 15 bar, or the longest railway tunnel in the world, the Gotthard Base Tunnel, with a total length of approximately 75 km excavated by single Gripper-TBM.

These successful experiences are the foundation for upcoming century projects like the new Brenner Base Tunnel between Austria and Italy, the connection between Europe and Africa underneath the Strait of Gibraltar and the connection between Europe and Asia – the tunnels under the Bosphorus in Turkey.

Thereby, Turkey is going to be an El Dorado for tunnels comprising all kinds of mechanized tunnelling techniques due to the heterogeneous ground conditions and thus high-tech tunnel engineering solutions are very important. Metro-, water conveyance or road-tunnels have been built or are under construction in order to fulfil Turkey's important role to be the door between occident and orient.

The article is about challenges gained from Turkish tunnel projects and about the very challenging future project - building a further Bosphorus tunnel crossing. It also covers the challenges of handling difficult tunnel projects principally.

1 SPECIFIC GEOLIGICAL CONDITIONS

Since Turkey is at the edge of two continents it is beside its ethno-political outstanding status above the surface also a geotechnical challenge below the daily life. The African and Eurasian Plates have formed a heterogeneous surrounding during their geo-historical development which demands for

high sophisticated engineering in order to meet the requirements for underground civil works in Turkey. Tunnels for public traffic transport systems, water conveyance for hydropower, drinking water or sewage systems have to be excavated in most of the cases through various grounds from non-cohesive to over-consolidated cohesive soils, very high strength abrasive rock changing to

highly faulted fractured and weathered conditions.

Mechanized tunnelling with TBM developed vastly during the last decade because of ambitious projects worldwide in very difficult ground conditions and thus offers a brilliant base for the challenging situation in Turkey. By the special demand of the geological and hydro-geological conditions in Turkey the full range of high tech tunnel engineering becomes necessary. This contains, for example, the handling of mixed face conditions, urban tunneling, hyperbaric pressure handling etc.

The application area of special TBM like EPBM extended widely due to soil conditioning. In this context the engineers have to be aware of the in-situ ground conditions and furthermore of their changing properties during the excavation, mixing and conveyance process. Reading the ground parameters is far away from working with it. Therefore, tunnelling in Turkey requires an experienced approach to the ground from all participants - designers, contractors, manufacturers - and furthermore a constructive cooperation between them. The most effective way to save costs and to execute the project in the highly economic way is to invest enough time into the initial planning phase, i.e. mainly the geotechnical investigations and their interpretation in view of mechanized tunnelling. Once a tunneling method has been chosen high efforts are required to change or adapt it due to tricky ground conditions during the execution of works. A chain can only be as strong as its weakest link whereas the geotechnical expertise of a project or its interpretation, respectively, has to carry this role in many cases. Thus, to avoid tearing off the chain more effort should be invested into the interpretation of geotechnical reports, the takeover of responsibilities for their interpreters and the share of risk should be distributed in an appropriate way in order to get the right approach for challenging projects not only in Turkey.

2 CHALLENGING ASPECTS

As mentioned above Turkey comprises all kinds of heterogeneous ground conditions which can be faced within one project. The planning engineers, the executing contractors as well as the TBM supplier have to be experienced in the whole range of mechanized tunnelling technology – from soil to hard-rock. The knowledge and experiences of the project-participants should be a mirror of the variation of the ground conditions. Otherwise tunnelling works will blast the initial planned time frame – and as well known – time is money.

2.1 Choice of TBM technology

Many contractors and also owners of projects deter from the investment for a TBM. Taking into account the relatively low percentage (approx. 10 - 15%) of the investment for a high quality TBM related to the total costs of a tunnel project it is not always comprehensible why project responsible often follow the path of a low budget equipment. Regarding the strong impact of the TBM on the result of a project and being on the critical time path it is one of the most important decisions to choose the most suitable equipped TBM. The German recommendation published from the DAUB [1] offers a first base for the choice of various TBM types.

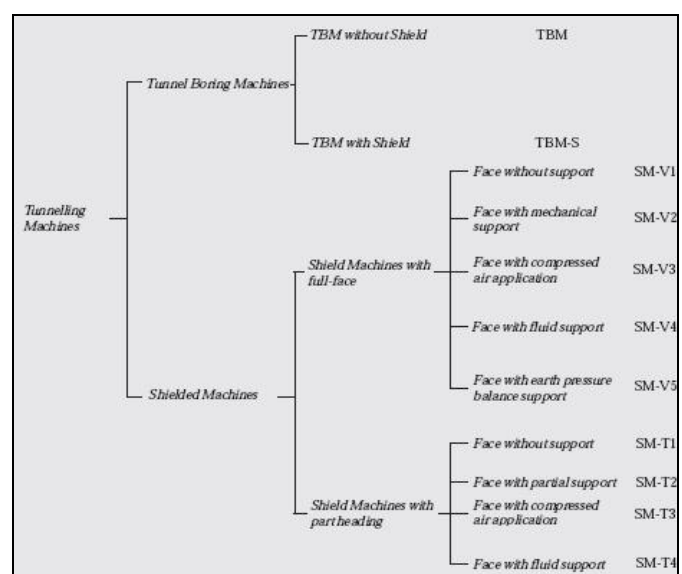


Figure 1. Extract form the German DAUB for the recommendation of TBM

The TBM of nowadays have reached a very high level of development. With the mechanized tunnelling technology high standardized tunnelling boring factories are able to dig between 15 and 25 m per day as average with maximum values up to 50 m daily of nearly finished tunnel and sometimes even more. To reach those high demands the TBM has to be adapted precisely to the ground conditions. In many cases in Turkey this meant the applications of EPB technology with the support of soil treatment by additives. This is a well known technique and successfully proved to reach the aim. For many designers and contractors chemical additives are still a black box with a button just to be pushed for success. Soil treatment with chemicals is a sophisticated science for its own and only individual concepts related to special ground conditions can lead to improved performance rates. Any shield-driver or shift engineer who do not know the background of a Foam Expansion Rate (FER) and Foam Injection Rate (FIR) should leave the job-site for a morning seminar about ground treatment. It is a big challenge to adjust FER and FIR for every special ground section in order to achieve the best performance for the TBM. Beside chemical additives, to extent the application area of EPB technology, some additional mechanical devices like piston pumps flanged to the screw outlet or a multiple screw conveyor systems (see Fig. 2) have been successfully used in order to handle challenging ground conditions.

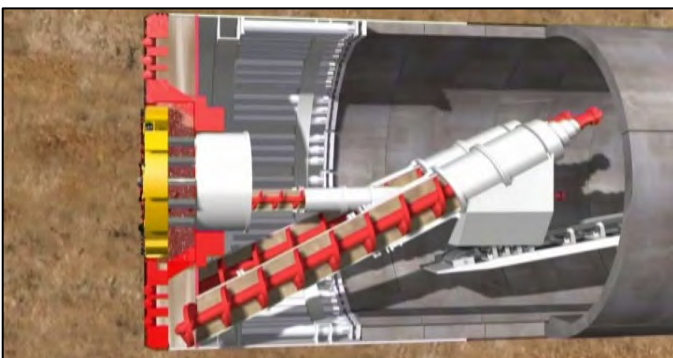


Figure 2. Sophisticated screw conveyor system developed for world-biggest EPBM in Madrid.

In case the expected face pressure exceeds the theoretical value of pressure degradation along the screw which correlates with its length i.e. the number of flights those additional measures are indispensable in order to control face stability. In this context it has to be mentioned that every TBM has its application limits and the project designer should be encouraged to introduce the most suitable TBM technology even if its political unpopular. Since EPBM can work also within hardrock conditions this demands very comprehensive experiences from the contractor. Driving an EPBM within mixed face conditions not smooth enough can quickly cause big damages on the cutterhead. It has to be equipped for mixed face conditions whereas it has to be turned slow in soil and quicker in hardrock. A shield-driver who does not vary his way of driving the TBM related to the ground conditions is the source for high time and cost extension.

In case of pure hardrock tunnelling the choice of the TBM should not only be made in view of the crushing process at the cutterhead to reach a high penetration but also related to the amount of expected rock support. It is impressively demonstrated at the actual tunnelling works for the NEAT in Switzerland what open single Gripper-TBM are able to achieve – even within unstable rock conditions.



Figure 3. Single Gripper-TBM for the Gotthard Base Tunnel in Switzerland.

Therefore, it should be clear that the choice of an open Gripper-TBM requires also knowledge and experiences of conventional tunnelling methods (NATM) to be able to combine TBM and NATM rock support

measures. The big challenge is to find the economic intersection where high performance rates of a Gripper-TBM due to weak rock conditions are compensated by huge amount of rock support and where shielded hardrock TBM should be the better choice then.

The decision whether single or double shielded technology comes into operation is sometimes not only based on technical arguments. In some countries traditionally the double-shield-TBM is preferred whereas it should be clear that the performance rate of a double-shield-TBM is surely not twice of the single-shield-TBM. Taking into account the high demand for logistics of a double-shield-TBM due to its continuous tunnelling process the limitation of the performance becomes quickly obvious.



Figure 4. TBM support logistics have a very important impact on TBM performance.

Not to forget the different kinds of segmental lining which influence beside the quality of the tunnel (and thus the long term maintenance and operation costs) the performance rates of shielded hardrock TBM.

It should be natural for engineers involved in a tunnel project that any decision regarding the choice of a TBM technology requires a fundamental knowledge not only about the latest state of the art of TBM but also about the adjacent technologies that directly and indirectly interfere with the tunnelling process.

2.2 Execution of Tunneling Works

Once the geotechnical expertise has been investigated and read precisely and its

interpretation is related to mechanized tunnelling as a basis for the choice of the most suitable TBM, the planning of works and furthermore tunnelling construction works has to follow seamlessly at the same high level. Any TBM can only be as effective as its user allows it. Therefore, a comprehensive technical support and assistance from the TBM supplier should be standard for mechanized tunnel projects not only during the start-up phase. This becomes more obvious regarding the heterogeneous ground conditions of Turkey which ask for a high sophisticated shift plan to choose the right persons for the most demanding conditions. A collapse of the ground with all its negative consequences is always just a little mistake or inattentiveness of the shield driver away from occurrence. The quality of the tunnel is closely related to the quality of execution of works – which is clearly demonstrated for example regarding the ring gap grouting between segmental lining and the ground.

Maintenance works have to be done frequently always taken into account the quality of the ground which sometimes does not allow for pressurized access into the working chamber. Hence, a pre-planning of (maintenance-) works is extremely important.

Tunnelling in soft ground with active face pressure support requires an understanding of the whole pressurized system around the shield body in order to keep settlements or water intrusions under control. Closed (pressurized) TBM-tunnelling without any face pressure calculation bears the risk of face collapses and thus settlements. The face pressure calculation has to take into account all surrounding impacts and furthermore must be in correlation to the gab grouting process. Mechanized (closed) tunnelling is a complex process with a lot of physical interdependences that have to be technically in a logic relationship. A tunnel is a high sophisticated engineer-building and should therefore be treated like this.

But any calculations done at the surface are senseless if they don't reach the underground and are not translated into action by the shield-driver. Instructions are necessary for

complex high challenging projects and have to be fulfilled strictly – they can be checked by the TBM data recording system and have to be controlled by the shift engineers. TBM data are a valuable tool not only for the actual project but also serve as an important design data base for future projects under similar challenging geological conditions. As mentioned above – the high level for planning and design of the TBM must be kept for the whole job-site installation otherwise the execution of tunnelling works is always limited by the capacity of the job-site support and not by the mechanical possibilities of the TBM. Especially for long and smaller tunnels this has to be taken very seriously.

For hardrock tunneling the spare parts management contributes a very important part to the success of the project. Beside the right choice of wear resistant material, a cutter workshop and a quick handling of cutter changes and cutterhead inspection should be mandatory.

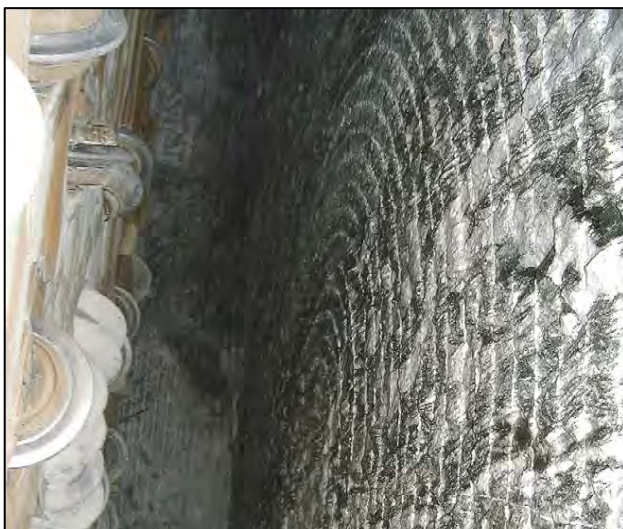


Figure 5. Frequently cutterhead inspections for high performance TBM tunnelling.

To reach the most effective application of cutters and cutter components a special cutter data base developed for a world-wide internet based application was introduced in order to extend the stand-up time of disc cutters. Planning of performance within hardrock is not easier than compared in soil but due to world wide well known prediction models (CSM, NTNU etc.) engineers should be able

to use these helpful tools professionally. Obviously planning cannot substitute practical experiences but nevertheless it is the foundation of all execution of tunnelling works.

3 CHALLENGING PROJECTS IN TURKEY

Turkey itself is a special challenge being the link between occident and orient forming the political bridge – or tunnel – between Asia and Europe. One of the biggest and at the same time oldest Cities in the world, Istanbul, the ancient Constantinople, will always play an important role in innovative developments in order to handle daily life of approx. 12 Mio people living at a strange seismic active edge of the world. Istanbul is situated near the North Anatolian fault line, which runs from Northern Anatolia to the Marmara Sea. Two tectonic plates, the African and the Eurasian, push against each other here. This fault line has been responsible for several deadly earthquakes in the region throughout history.



Figure 6. Needle eye between occident and orient – the Bosphorus Strait.

Tunneling in this area has always considered the respect of the underground's heterogeneity. From 2000 to 2003 a small double shield of 2,9 m diameter proved to be the right choice for the Tarabya waste-water

tunnel and collectors close to the Bosphorus. Best performance within the 8,8 km long tunnel through sediments of limestone, sandstone and siltstone was during an 8 hour shift approx. 90 m of tunnelling.

Actually 2 EPBM (\varnothing 6,62 m) are planned to excavate the first metro on the Asian side of Istanbul, the Kardiköy-Kartal Metro line, – two twin tunnels of approx. 21 km each. The big challenge is the heterogeneous ground whereas the 2 EPBM are equipped with rock facilities and probe drill equipment to handle mainly shale and limestone of the Kartal formation.



Figure 8. EPBM for the Otogar– Mahmutbey LRT Projekt, Section Bagcilar – Kirazli.



Figure 7. EPBM for the Istanbul Metro, Kadiköy - Lot 1.

The actual project under construction the LRT - Metro Otocar with an EPBM (\varnothing 6,49 m) runs successfully within mainly cohesive ground and limestone conditions. Here only a few improvements of the logistic system lead to tremendous increase of the performance of the TBM.

High abrasion on the cutters in combination with very shallow overburden sometimes made the tool inspection and maintenance in the working chamber to a big challenge and asked for additional ground treatment works from the surface. These experiences showed again that TBM technology has always to be seen in close relationship to the direct and indirect ground conditions whereas maintenance activities have to be planned in an early stage for the whole tunnel alignment.

Tunneling works in the capital of Turkey for the Ankara metro reflect again the very heterogeneous ground conditions that can be faced with an EPBM. This project is mostly excavated in the Ankara Clay and in the Alluvium formations which includes mainly sandy or silty clay and clayey sand to gravel.

Actually tunnelling at the Uluabat Hydropower project in the North West of Turkey bears highest challenges regarding unexpected very high convergences caused by squeezing rock conditions. To escape from jamming of the shield body the logistic support of the TBM must be very professional organized in order to keep the TBM moving. Furthermore an increased overcut of the cutterhead has to be realized to compensate very quick deformations of the ground along the shield-body. The big challenge is to recheck the feasibility of actual project data which are sometimes far away from assumed conditions based on the initial geotechnical report and to be encouraged to adapt tunnelling works to the new geological realities.

One of the biggest challenge in Istanbul at present is the plan to build a further road connection between the two continents which is a must regarding the daily traffic jam. However, the planned tunnel will not be situated like the planned Melen 7 tunnel for water supply deep down within the limestone formation which (should) protect the TBM from surprising water ingress. Due to the very big tunnel profile at a more shallow level mixed ground conditions close to the invert of the Bosphorus have to be expected. For such a

century project the participants should be chosen from a narrow circle guaranteeing experiences in comparable conditions. Thus, there are not many contractors and TBM manufacturers left who can achieve such a challenging aim. Two digit ground-pressure values are under discussion. The underpass of the Bosphorus describes an extraordinary process which confines the possibility of maintenance or ground stabilization works from the surface which carries one of the world's heaviest ocean traffic. Based on these restricted boundary conditions, the key element for a successful execution is the TBM in combination with an experienced contractor. The projects do not allow a trial and error method to find the best technology. Based on world wide experiences with very large TBM under high face pressure the double-chamber Mixshield with all additional devices for handling very tricky boundary conditions and providing the lowest risk for intervention into the working chamber (accessible spokes, spherical main bearing, ground treatment from the shield, visually and electronically tool check at the cutterhead, special high pressure tool chamber with shot-door housing system etc.) should be the first choice.

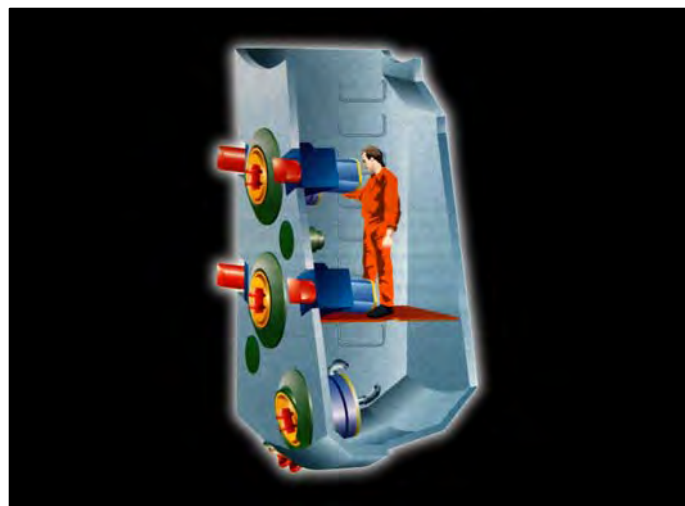


Figure 9. Innovative technology for the challenging crossing of the Bosphorus strait - accessible cutterhead.

4 FINAL REMARKS

Turkey will always be under the focus due to its outstanding history and geographic situation at the Bosphorus. Thus, a special responsibility has to be carried by all activities – politically and technically. Tunnelling at this tectonic active area with all its geotechnical challenges requires high sophisticated planning and the highest developed mechanized TBM technology in order to translate it into action and to achieve highest quality tunnels. Many successful tunnels have already been built in Turkey so far with EPB and hardrock TBM and are currently under construction – some are good, some are even better. Tricky ground conditions which have always to be expected in Turkey due to its special geological history should not be the source for disputes but the motivation for constructive cooperation in order to improve action. This is the real challenge beside all other engineering engagements. To learn from critical case histories educates designer, contractors, TBM-manufacturers and clients for the outstanding century project in Turkey – a further necessary traffic tunnel under the Bosphorus to release the dramatic traffic jams in the city and to add a further connection between occident and orient.

REFERENCES

Tunnel Magazine, DAUB – Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen, 5/97, *Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines*, page 20 – 35.

TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines

Rick P. Lovat

President & CEO, LOVAT Inc.

ABSTRACT In order to determine the specification of the machine to offer a Tunnel Boring Machine (TBM) supplier requires a minimum amount of information. This information is used in determining the specifications of the machine to be proposed as well as the level or type of face support required for the project. The focus of this paper is to list the required information for the design of a TBM and focus on the selection of the EPB or Slurry TBM method of face support based on the conditions of the project, from geology, alignment restrictions and local knowledge / support.

1 INTRODUCTION

In order to assess the type of machine required and the type of pressurized face support required for a project there is a minimum amount of information needed by the TBM supplier / designer. Keeping in mind that providing more information than the minimum will help to more quickly define the machine specifications and lead to a more informed / educated decision.

In order to determine the specifications for a TBM to be proposed for a project the TBM supplier requires certain information including but not limited to;

- geology - alignment [both vertical and horizontal]
- site restrictions - local knowledge and experience
- restrictions on use of products - availability of additives and costs
- sensitivity of the buyer to overall cost - Train Configuration

2 REQUIRED INFORMATION FOR DETERMINATION OF TBM REQUIREMENTS

In order to determine the type, specifications and requirements for a TBM the following information is required by the TBM manufacturers / designers in order to ensure a suitable machine is selected for the project.

2.1 Geology

The anticipated geological conditions along the alignment are critical to the selection of the machine. The type of soil, rock and the presence of water have a fundamental impact on machine selection. The type of information typically provided include, soil/rock type and description, soil/rock strength parameters, grain size curves for soils, permeability (both primary and secondary) and the level of water above the tunnel alignment – or the lack of water as well.

A simple change in the geology or the presence of water can change the type of machine from a simple open machine to a fully pressurized EPB or SPB type machine with complex operating parameters.

2.2 Tunnel Alignment

Other information critical to the selection of the TBM is the tunnel alignment. The TBM must be designed and built to be able to excavate the proposed tunnel along the pre-established line and grade. Items such as the minimum horizontal or vertical curve can have dramatic impact on the layout and configuration of the machine. A curve radius of 300 m is negotiable by most styles or types of machines but if the radius tightens to 200 m or less the design of the machine must be done carefully to ensure that the TBM and all of its ancillary equipment can negotiate the tighter curve.

Also, part of the alignment is the slope of the tunnel. Most metro or road and sewer tunnels have limited slopes based on their final use. However, there have been instances where slopes of 70% have been excavated. At this degree of incline (or decline) the TBM design has to consider the ergonomics of operation on a slope as well as the limitations of hydraulic systems.

Also of interest to the manufacturers and designers of TBMs is the depth of the tunnel which can influence ground load pressures on the skin of the machine and the overall length of the tunnel drive and how it is broken up.

A machine designed to mine a tunnel 1500 m long is not the same as a machine designed to mine a tunnel 15,000 m long. The operation and principles of the machine may be the same but the selection of individual components will change in order to achieve the longer required operating life for the longer tunnel.

The number of drives and their individual length will also influence machine design as frequent shafts will allow access to the cuttinghead for maintenance in a controlled environment where as widely spaced shafts (or none at all) may require additional measures (compressed air, mechanical face

support doors etc.) to be available for accessing the cuttinghead in poor ground conditions.

2.3 Site Restrictions

Access to and the size of the job site will also impact the TBM selection. The size of the site, the ability to get cranes into the site to lift the TBM in and out of the shaft or portal will dictate the size of the individual pieces that the TBM can be shipped in.

The location of the site can also restrict the allowable shipping size of individual components. The smaller the individual component that can be shipped to site the more time is required for disassembly at the manufacturing plant and reassembly on site. Items to consider when locating a site are:

Available Space: is it suitable for the installation of the equipment and for effective operation of the job site.

Restricted Access: are the local roads leading to the site of sufficient size or capacity to allow the movement of large pieces of equipment and the removal of excavated material from the site in an efficient manner.

Available Equipment: is there a crane big enough locally to lift the maximum size of TBM component that will be sent.

Shaft Dimensions: what are the dimensions of the shaft, is there a head or tail tunnel, what room is available for assembly of the TBM for launch.

All this will impact assembly and launch times on site. A TBM that can be set up in its full configuration at a portal can be assembled and launched to 100 m bored in two months. If we remove the ability to fully assemble and give minimum space to erect and launch the TBM the two months can become six months impacting project schedule and completion.

2.4 Additives

Both EPB and SPB TBM operations require the use of additives in order to control the behaviour of the excavated material. In an EPB TBM additives include water, foam, polymer, bentonite or any combination of

them. In an SPB TBM additives are primarily bentonite in a slurry but can also include special polymers and other agents that aid in the separation of finer grained soils such as clay from the bentonite slurry.

The availability of the additives in both quantity and price and the ability to be allowed to use the additives (in some jurisdictions bentonite is considered a contaminant) may restrict the type of machine selected.

2.5 Buyer Experience and Local Knowledge / Support

The experience level of the contractor and the local work force can also dictate the preferred machine type. If local contractors and labourers have used one type of machine in the past then local infrastructure would be available to support this type of machine. A new style of machine may have a longer learning curve, require more outside assistance for longer after launch and local companies would not be as likely able to support such equipment.

2.6 Critical Structures

Presence of any Critical Structures (monuments, old buildings, proximity to other underground structures etc.) and the level of settlement that these structures can tolerate will force the use of a pressurized machine (EPB or SPB) on a project that would not otherwise require a pressurized TBM.

2.7 Project Time Table

The project time table may dictate the use of refurbished or already available equipment which may dictate machine type (what can the contractor get their hands on quickly in the required diameter).

The schedule may also force the use of multiple machines which in the case of the SPB machine can have a large impact on the surface treatment plant size.

The planners need to be aware of the schedule they are asking for and be aware of the impact on the type of equipment that will

be available to the project because of a tight schedule. Rather than a custom built for purpose machine there may only be available machines that are adequate but not ideal for the anticipated conditions along the alignment.

Planners should also consider that the rate of advance of each type of machine will be different. EPB machines can take advantage of good conditions and go faster than a slurry machine whose advance rate will be more restricted by the slurry system behind it. However, the EPB machine will likely require more maintenance of the cuttinghead face. At the end of the day the EPB machine will have higher daily production but over the course of a week or month the SPB will catch up part of that advantage.

2.8 Items for TBM Design

The following items are not necessary for the selection of the TBM but will dictate the basic and in some cases the detailed design of the machine.

2.8.1 Tunnel lining

The configuration of the tunnel lining will not affect the type of machine selected but it will dictate the design of the machine in the following areas:

- Machine Diameter - Length of the Machine
- Segment Handling - Segment Erection
- Stroke of Propulsion Cylinders - Number / Quantity of Propulsion Cylinders
- Size of Muck Train (EPB)

The information required for the design and detailed design of the TBM is as follows:

- Segment Layout / Orientation - Style of Segments (Left/Right or Universal)
- Quantity of Segments in Ring - Maximum Segment Width
- Minimum Segment Width - Taper
- Thickness - Inside and Outside Diameters
- Joint Details (orientation / angle)

2.8.2 Train configuration

The configuration or make-up of the train will impact the design of the TBM gantry (trailing

support structure) and the materials handling equipment for the movement of segments and consumables. Items required include the following:

- Train Configuration (quantity and type of cars) - Orientation of Train (where everything will go)
- Size of Muck Cars (Length x Width x Height) - Size and Capacity of Locomotive
- Track Gauge - Track Level / elevation from invert
- Rail Section Length - Rail Size / weight

3 SELECTION OF FACE SUPPORT FOR PRESSURIZED EXCAVATION – EARTH PRESSURE BALANCE VS SLURRY PRESSURE BALANCE

Once information is available the most important selection for the TBM end user and the manufacturer is the type of face support that will be utilized. The two available methods of pressurized excavation are Earth Pressure Balance (EPB) and Slurry or Slurry Pressure Balance (SPB).

EPB and SPB machines have advantages and disadvantages. Each of which needs to be considered independently for each set of project conditions. A disadvantage that is minor for one project may be considered critical and be the main decision maker for the next project. The same goes for advantages, where on one project being able to mine faster is a good advantage but on another it may be irrelevant as other factors on site such as location, logistics etc. make going faster less important to the overall project completion.

3.1 Advantages of EPB TBMs

The EPB TBM has numerous advantages a few of which are listed here. Those listed are in direct comparison to the SPB TBM and the same will be the case following for the SPB advantages.

- Overall simpler system to learn, operate and maintain
- In case of face collapse amount of ground loss is limited

- Able to take advantages of self-supporting grounds
- Better overall production rates are possible over SPB TBMs
- Lower capital cost
- Smaller site and launch shaft
- Lower consumption of additives (no slurry circuit)

3.2 Advantages of SPB TBMs

A few of the main Advantages of the SPB over the use of an EPB machine are as follows:

- Required pressure is determined / controlled by system
- Lower torque
- Lower Cuttinghead Power
- Contaminated muck is not exposed until it reaches the surface
- Able to integrate rock crusher
- Cleaner Tunnel Environment

3.3 Similarities of Design

It should be noted that the basic design of an EPB TBM and a SPB TBM are quite similar. The overall appearance and many of the systems from one type are used directly on the other with limited or no change to design. These similarities include:

- Main structures - Trailing Gantry Structure
- Propulsion - Segment Erector and handling

3.4 Settlement Control

The selection of EPB or SPB is all based on the requirement to maintain control of the excavation face in order to prevent settlement. As shown in the preceding Section 2 there are various reasons to control settlements to within certain limits.

Both types of machine can maintain very good control over settlement when operated correctly. The SPB TBM maintains control over settlement by control of the slurry pressure, flow and density in the cuttinghead chamber. While the EPB TBM maintains control of settlement by control of the EPB

Pressure in the Cuttinghead Chamber during excavation which is done with matching rates of extraction of material to advance.

In both types of machines the control that is maintained by the machine is for the face only. Control of settlement however, does not stop with the face. In most cases secondary settlement (settlement after the machine has passed) is far greater than settlement experienced as the machine mines past a given point. This secondary settlement must be controlled by good backfill grouting around the segments. This is something often overlooked and is the topic outside of this paper.

4 SELECTION OF TYPE OF FACE SUPPORT

4.1 Comparison of EPB and Slurry

As can be seen in the chart (Fig. 1) the use of either the EPB TBM (Fig. 2) or the SPB TBM (Fig. 3) is possible in a full range of ground conditions. Traditionally the EPB machine has been selected for finer grained soils and the SPB for coarser grained soils. In recent years the increased development of additives and additive injection systems has allowed the two types of machines to excavate a broader range of soil conditions to the point where the type of soil is no longer the most critical item in the decision making process of EPB vs SPB.

4.2 Criteria for Selection

Areas for comparison between the two types of face support / machines are numerous. Some of the more common areas to consider include:

- Overall site power requirements - Use and availability of additives
- Capital cost of equipment - Required site size
- Disposal of excavated material - Speed of excavation
- Local experience
- Calculation of support pressure for settlement control

The ratings of each type of TBM (EPB or SPB) under each of these categories as well as others needs to be considered for each project. The final decision for one project may be based on the criteria of site size that was not critical for a previous project because of its location. Each criteria used must be independently considered and then a rating as to how critical each criteria is must also be done to provide a “weighted” rating for the specific project.

5 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

In order to make the decision on the selection of Earth Pressure Balance vs Slurry Pressure Balance we must consider all the selection criteria. Nothing can be put aside as inconsequential without a minimum level review. Items which are unimportant to the decision process on one job may be critical to the decision process on another project or anywhere in between.

To recommend EPB or SPB for a project without a complete review of all available information and a study of each of the selection criteria in detail would not be an advisable course of action. To eliminate one method over the other or to set a preference should only be done after due consideration has been given.

Both Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machines and Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines have their uses in modern tunnelling and both methods of pressurized face support should be given consideration during the selection process of a project.

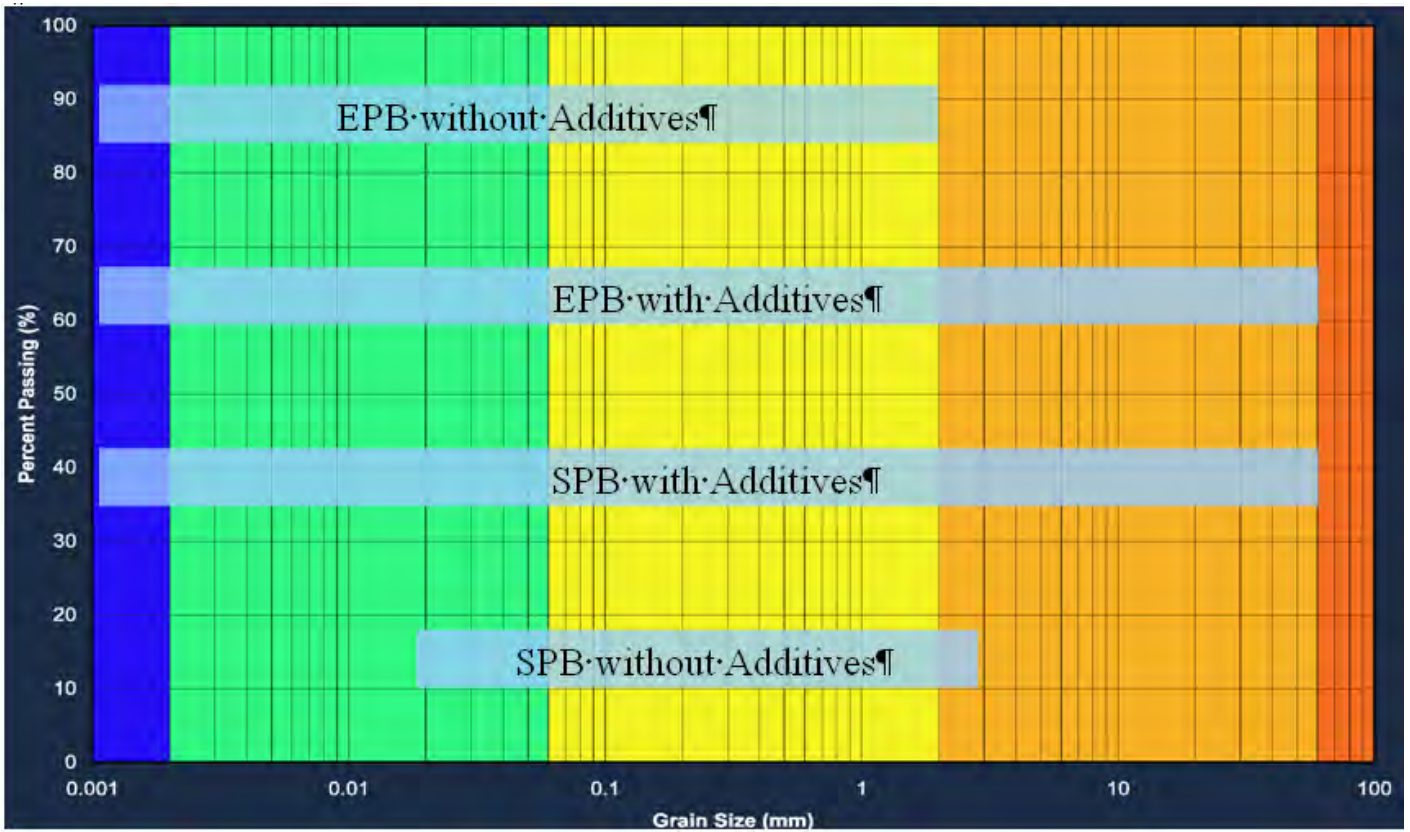


Figure 1. Soil Grain Size Limits for EPB and SPB TBMs

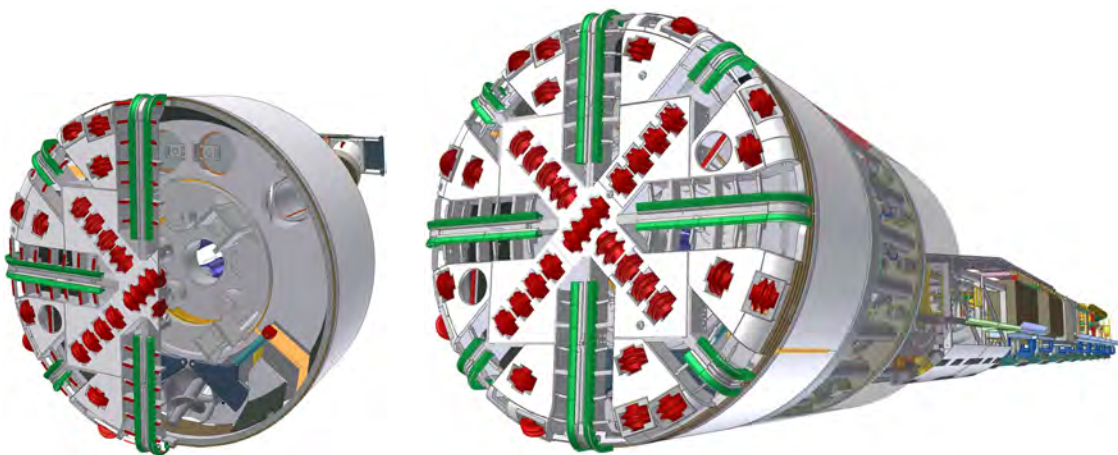


Figure 2. EPB TBM (6 m ϕ)

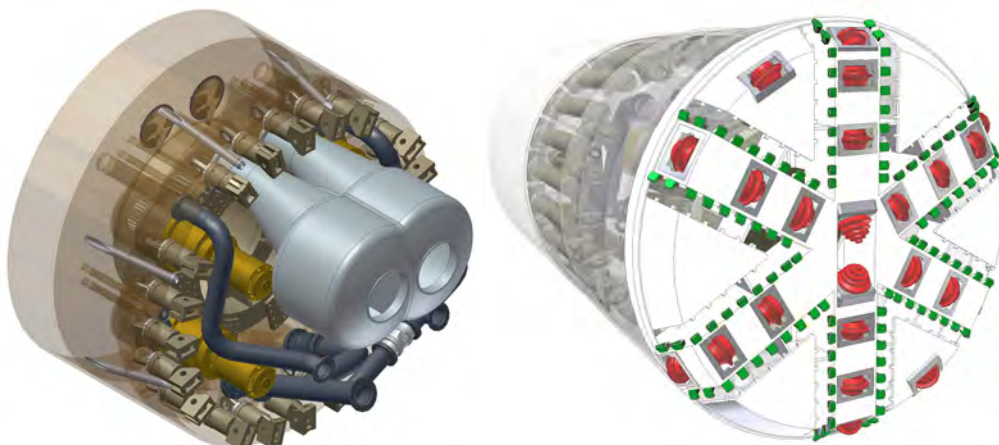


Figure 3. SPB TBM (6 m ϕ)

EPB Tunnelling – Chances and Limits

EPB Tünel Açma Tekniği – Şanslar ve Sınırlar

Lars Langmaack

BASF Construction Chemicals, UGC Underground Construction Group, Zuerich, Switzerland

Suat Seven

BASF Construction Chemicals, UGC Underground Construction Group, İstanbul, Türkiye

ABSTRACT Earth Pressure Balancing (EPB) tunnel boring machines (TBM) using soil conditioning additives have become more and more frequent in the world of tunnelling. Their abilities to produce and secure the earth pressure equilibrium together with consideration on their ecological and toxicological aspects are the most important factors of a successful TBM drive.

ÖZET Tünelcilik dünyasında Zemin Basıncını Dengeleyen (EPB) tünel açma metodu ile çalışan tünel açma makinalarının (TBM) zemin koşullarını düzenleyen katkı kullanımları her geçen gün daha fazla kullanılmaktadır. Zemin koşulunu düzenleyen katkıların ekolojik ve toksikolojik etkileri dışında TBM makinalarının başarılı ilerlemesi için zemin basıncı dengesi üretip bunu sürekli sağlaması kullanımlarındaki en önemli etkidir.

1 GENERAL

The correct and effective use of soil conditioning additives is not always obvious.

The success of EPB machines – especially in non-homogeneous, highly porous or adhesive ground conditions – depends on good mechanical engineering combined with highly effective soil conditioning additives. Examples of these successful combinations are Madrid MetroSur, Toulouse Metro and Rome Railway tunnel projects. An additional important point for the choice of soil conditioning additives is also their possible impact on the surrounding environment. Risk assessments concerning the emission into ground water during application, the working place concentrations and emissions from the land filling of the treated soil are necessary.

2 TBM DESIGN VS GEOLOGY

EPB tunnelling is used in homogeneous as well as heterogeneous ground conditions.

Famous examples for EPB drives in very heterogeneous geological formation are BPNL Lyon with a 10.98 m diameter NFM machine (Bentz et al., 1997) and Barcelona Metro L9 with a 12.06 m diameter Herrenknecht machine (Gabarró et al., 2003). The soil distribution of these two projects is indicated in Figure 1.

As a consequence of the soil heterogeneity, the TBMs cannot be designed for the optimum of a specific geology, but for the overall optimum (Rehm, 2004). This implicates a compromise from the machine technology point of view which has to be optimized by using different soil conditioning agents.

The 3 most important factors for soft ground tunnelling - apart from the hard rock geology - are the

- Soil permeability,
- Ground water pressure,
- Risk of clogging and adhesion.

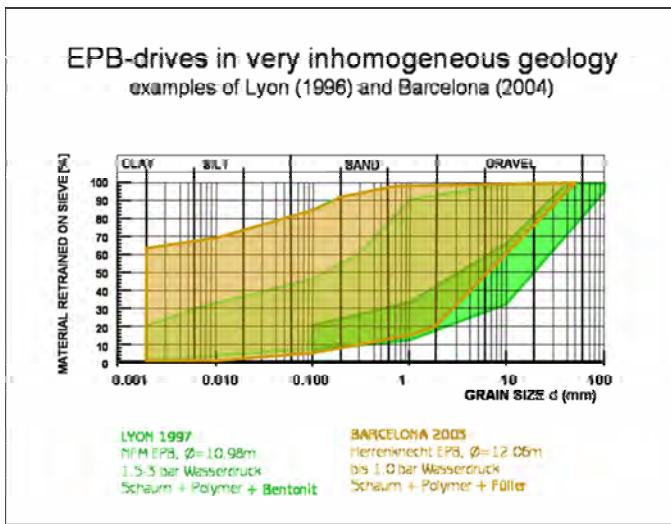


Figure 1. Soil distribution of Lyon and Barcelona (Langmaack, 2004)

2.1 Soil Permeability

The soil permeability for EPB drives can reach values of up to $k=10^{-3}$ for the most porous soils (BPNL Lyon, Turin) and comes down to practically impermeable clay (Heathrow T5).

The TBM drives in clay soil, either full face or mixed face, often suffer from face clogging and adhesion problems as described in Chapter 2.3.

In porous soils, the typical problems are a very instable tunnel face, uncontrolled soil and water ingress, as well as loss of face pressure through the soil. These problems were lately described for the Milan Metro project (Grandori et al, 2003). Of importance to a successful TBM drive is the mechanical adaptation of the TBM itself including shield opening factor, number and choice of tools and finally the right soil conditioning with foams and polymers combined with a complete filled working chamber. The use of pure foams will not be successful; details are seen in Chapter 3.2.

2.2 Ground Water

An important influence for EPB drives in soft ground is the ground water level and therefore the ground water pressure. The higher the water pressure, the more difficult uncontrolled water ingress and settlement risks can be avoided. From the machine technique point of view only few things can be done like long screw conveyors to decrease the

pressure gradient, installation of piston pumps after the screw conveyor, etc.. The most important factor to successfully control the water is to fill the TBM working chamber completely with a homogeneous and impermeable soil paste by help of foams and polymers. Successful site examples have been demonstrated at the Botlek Tunnel and Aviles Sewage Tunnel drives as described in the literature and in Chapter 4.1.

2.3 Clogging and Adhesion

EPB drives in clay formations, either full face or mixed face, often run into clogging and adhesion problems. Cutterhead openings can be easily closed and cutterhead tools can become ineffective by clogging clay. The problem of clay clogging and adhesion will always lead to difficult TBM steering, slow advance rates and extensive cleaning. From the machine technique point of view only few things can be done like the design of an open cutterhead, especially in the central position, and well placed mixing devices in the working chamber. Again one of the most important factors to successfully reduce the clay clogging and adhesion is the use of foams and/or special anti-clay polymers (details are seen in Chapter 3.3). Site examples where successful implementation of these technologies has been observed are on the Madrid MetroSur (MBT Online) and Roma 4 Venti (MBT Online) tunnel projects as described in Chapter 4.2 or Toulouse Metro in Chapter 4.3.

3 NECESSITY OF SOIL CONDITIONING

Only the use of soil conditioning additives makes it possible to fill the TBM working chamber to reduce the TBM torque and reduce the abrasion. No other modes of advance are suitable, and especially not in case of instable ground and sensitive surface areas (Babendererde, 2003; Fig. 2).

The earth pressure equilibrium can only be achieved if the TBM working chamber is filled completely with soil (Herrenknecht et al., 2003; Steiner et al., 1994). Therefore the soil must be treated during excavation with soil conditioning agents:

- Foams,

- Polymers for porous soil,
 - Polymers for clay soil,
- either separately or in combination.

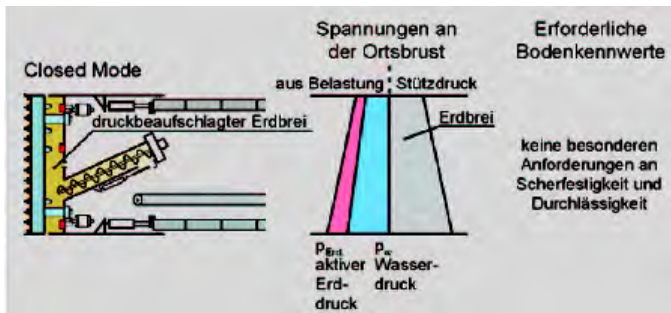


Figure 2. EPB mode (Babendererde, 2003)

3.1 Foam

The main demand of foam as conditioning additive is to obtain a suitable soil rheology to build up and maintain the necessary support pressure in the working chamber and prevent high pressure variations. Foam incorporated in the earth paste has the same effect as the big air bubble in Slurry machines. The reduction of torque and abrasion are very important additional effects, too. Foam is produced by turbulent mixing of a surfactant solution with air (Langmaack, 2000).

The main surfactant properties are:

- Fluidising effect on soils because of the decrease of surface tension. Soil particles are no longer bound to each other by linked water.
- Electrostatic repulsion effect which can separate two particles attracting each other by electrostatic forces.

Laboratory tests, as well as the site experience, show that often each soil type, from stiff clay to sandy gravel, requires more or less its own type of foam to reach the best effectiveness. Figure 3 demonstrates the effects of a foaming solution on clay and clayey sand. Due to test limitations, it was impossible to use foam. The tests are used to distinguish effective from ineffective agents; the quantity indications as given in Figure 4 must not be transformed to site use and will be drastically reduced when using the same surfactant as foam due to the additional effect of air bubbles.

Of importance is the reduction of the angle of internal friction as well as the cohesion. In clay soil, the reduction of cohesion is one of

the main tasks of foam. The type of surfactant which shall be used for a specific site has to be determined by preliminary laboratory tests with the original in-situ type of soil.

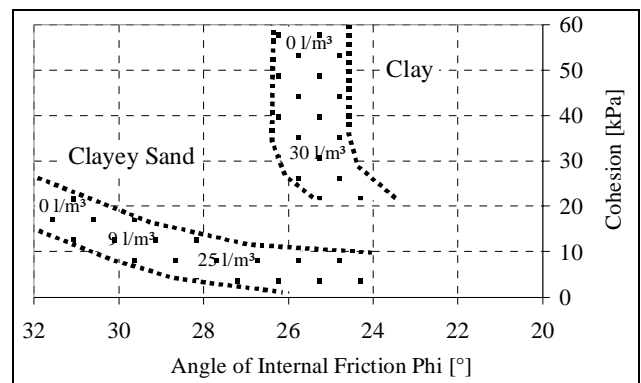


Figure 3. Surfactant solution effects on soil (Jancsecz et al., 1999)

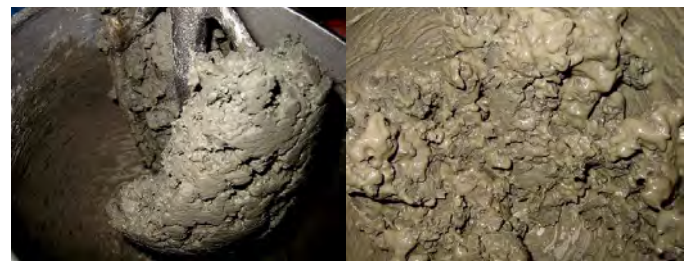


Figure 4. Clay behaviour without and with anti-clay polymer

3.2 Polymer for Clay Soils

As indicated already in Chapter 3.1, soil conditioning additives shall decrease the clogging and adhesion characteristics of clay soil. Therefore, anti-clay polymers have to adsorb on the clay particle surface. They have to carry a high charge density to separate the soil particles and they should furthermore be able to create a steric barrier in order to avoid re-agglomeration effects.

These demands can be fulfilled by surfactants and anti-clay polymers, but anti-clay polymers are much more efficient. Anti-clay polymers are mainly used to support the anti-clogging and anti-adhesion properties of the foam, but they might be introduced without foam, too. Figure 4 illustrates the effect of those polymers in clay soil.

Using only foam and water, the clay particles agglomerate immediately and show extensive adhesion to metal surfaces (Fig. 5 left part). Using a TBM in this mode, the cutterhead, as well as the working chamber, will get plugged. Only the additional use of anti-

clay polymer results in separated clay lumps and decreases to a minimum their adhesion (Fig. 5 right part). A correct EPB mode with a reasonable TBM advance rate and minimal maintenance and stoppages is only possible to achieve under these conditions.

3.3 Polymer for Porous Soils

In contrast to the anti-clay polymers, the polymers for porous soil have to create cohesion in order to obtain a pasty soil rheology.



Figure 5. Comparison of original pure dry porous soil and homogeneous paste after mixing with foam and polymer

A couple of polymers can be used in porous soils:

- water binding polymers to dry out (liquid) soils,
- soil structuring polymers which are useful in loose, coarse soils to change the soil rheology and which prevent sedimentation,
- foam stabilising polymers.

Some polymer developments are based on hydrocarbon chains and produced by bacterial fermentation. These polymers are water soluble, biodegradable and compatible to the foam surfactants. Both of them are safe for foam generators and consequently they can be mixed with the foaming solution. Polymers also induce a more stable support pressure in the working chamber during boring and when stopping the machine.

All polymers should be preferably in liquid form to avoid dosing problems and additional installation to get a solution or suspension out of the powder.

4 SITE EXAMPLES

The following chapters introduce 3 TBM sites with difficult geologies, where the soil

conditioning performance and Ecotoxicological properties lead to success.

4.1 Aviles Sewer (Spain)

The Aviles Site works with a Lovat EBP machine, diameter 3.40 m. After facing stiff clayey silt, the soil changed over a length of approximately 1000 m to pure gravely beach sand with a seawater pressure of up to 3.0 bars of which the grain size distribution is shown in Figure 6:

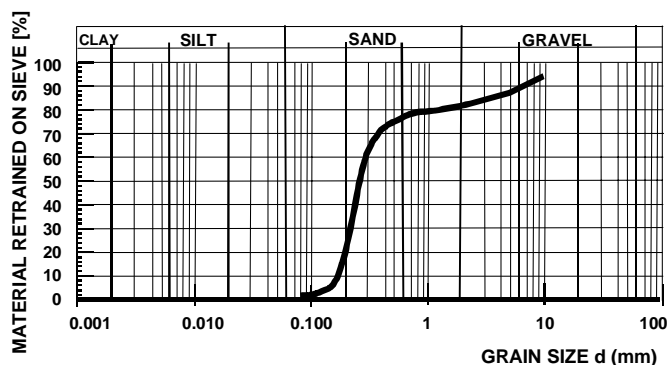


Figure 6. Grain size distribution curve of Aviles Sand

The use of only foam in this type of geology resulted in incorrect pressure in the working chamber, uncontrolled water inflow and very slow TBM advance rates (Fig. 7).



Figure 7. Sand excavation only with foam

There was no possibility on the machine to introduce additional filler suspension into the working chamber. An extra installation had been too costly and too time intensive. The alternative solution was to use additional Polymers – in order to make the soil as plastic as possible to be able to install a counter pressure against the seawater and to reduce

the water content of the outcoming soil. The result is shown in Figure 8 and visualises the tremendous change.



Figure 8. Sand excavation with Foam and Polymer

With the above mentioned soil conditioning by using a combination of foam and structuring polymer, the average daily progress achieved 27 meters with a maximum daily performance of 50.5 meters with fully filled and pressurized working chamber up to 3 bars and without any trouble with water income. Details concerning this jobsite are given by Fernandez (2002) and Langmaack (2001).

4.2 Roma 4 Venti (Italy)

The Herrenknecht 7.90 m diameter EPB TBM S-184 operated by Astaldi / Impregilo JV was working on the Rail Link Tunnel project in Rome, Italy. After heading first through silty sand (tuff) formation, the ground later changed into very sticky and adhesive Vatican Clay. In order to overcome clay clogging at the cutterhead and stirring problems, as well as very low advance rates, it was necessary to use Foam in combination with anti-clay additives.

Figure 9 shows the TBM breakthrough in the receipt shaft with a clean cutterhead, using foam and anti-clay additives. The clogging problems could be drastically reduced and the TBM speed increased. Further project details are given by Marchionni et al (2002) and MBT Online Roma 4 Venti.



Figure 9. Clean cutterhead after breakthrough

4.3 Toulouse Metro (France)

The Herrenknecht 7.72 m diameter EPB TBM S-208 operated by Vinci / Eiffage JV was working on the Toulouse Metro Extension Project Lot 2 in France. The geologic formation is dry clayey silt with incorporated sand lenses under water pressure. In homogeneous clay formation, it was possible to excavate in dry mode under air pressure, but as soon as the sand lenses were hidden, the face support collapsed and water ingress was observed. This resulted in overall slow advance rates, extensive TBM cleaning, conveyor belt difficulties and last but not least in doubts on face stability and surface settlements.

Only by using foam and anti-clay polymer together with water it was possible to create a non adhesive, non-clogging soil paste to fill the working chamber completely and work in EPB mode. Figure 10 illustrates the quality of the excavated soil.

The TBM showed reasonable advance rates of 40-50 mm/min also in the EPB mode, no water ingress occurred any more and the face support could be secured.



Figure 10. Soft but not adhesive soil after excavation

5 ECOLOGICAL AND TOXICOLOGICAL PROPERTIES OF SOIL CONDITIONING AGENTS

As substantiated in Chapter 2 and 3, the use of soil conditioning products is unavoidable when using a EPB machine. They have not only to fulfill performance criteria but also toxicological and ecotoxicological criteria. In consequence, the possible impact on the surrounding environment plays an important role for the choice of soil conditioning additives and is one of the exclusive criteria.

In order to determine the possible risk of a product, a risk assessment study should be carried out. The most important factor in this study is the risk evaluation to human beings and the environment. It is mainly determined by the following four points:

- The amount of substance entering the environment.
- The chemical and physical properties of a substance which determine the distribution in the environment. In most cases this is the leachability into ground water. In addition, bioaccumulation has also to be taken into consideration.
- The toxicity of a substance for the environment, respectively the toxicity towards aquatic organisms and for humans.

The elimination process (degradation and / or immobilization) also determines the distribution in the environment. Organic substances can be degraded in three ways:

- Biodegradation: by organisms which already exist in the soil or added separately;
- Hydrolysis: degradation in presence of water;
- Photolysis: degradation under influence of light.

For a complete risk assessment, the emission into ground water during application, the working place concentrations and emissions from the land filling of the treated soil have to be taken into consideration.

5.1 Definition of Toxicity

Toxicity is the intrinsic capacity of substances to cause negative effects to organisms. Toxic effects depend on the amount of a substance which is available to the organism. Toxicity tests carried out in the laboratory are used to

predict the so called 'safe concentrations' at which no negative impact on the organisms is expected. The acute toxicity differentiates toxicity to mammal organisms and toxicity to aquatic organisms. For mammals the lethal oral dose for 50% of the population (LD₅₀) is listed in mg substance per kg of organism weight, for aquatic organisms the lethal concentration for 50% of the population (LC₅₀ or EC₅₀) is listed in mg per liter of water.

5.2 Definition of Bioaccumulation

Bioaccumulation is a process by which organisms concentrate chemicals within themselves. This can result either from their food or directly from the surrounding environment.

5.3 Definition of Biodegradation

Biodegradation is the breakdown of an organic substance by the action of microorganisms. Before degrading completely to water and CO₂, substances may degrade to smaller intermediates.

Persistence is the ability of substances to resist degradation.

6 SUITABLE SOIL CONDITIONING PRODUCTS

Suitable soil conditioning products should only be those, which show the desired functional properties and in the same time are as safe as possible for the workers and the environment. This implicates a judgment of the acute aquatic toxicity, potential for bioaccumulation, biodegradation and chronic aquatic toxicity by risk assessments.

6.1 Toxicological Recommendations

The most sensitive area is the acute aquatic toxicity. Tests should be done according OECD Guidelines 201 to 203.

Generally, the LD₅₀ and L(E)C₅₀ product data shall be as high as possible. For all types of Polymers the L(E)C₅₀ data for Daphnids and Algae shall be preferably > 100mg/l water in order to be not classified for acute toxicity. Foams, due to their reduction of surface tension, should reach LC₅₀ data of > 10 mg/l concerning fish (class acute III).

6.2 Ecological Recommendations

The ecological properties of a product are judged by biodegradation data, using OECD Guidelines with a defined amount of starting bacteria. Generally, soil conditioning products shall be either

- readily biodegradable or
- not biodegradable (inert material) and non-toxic

Both possibilities guarantee the lowest possible impact to the surrounding ecology.

6.3 Preferable Risk Assessment Results

6.3.1 Risk for workers

The expected impact on the environment should generally be low if the substances are adequately handled and the recommendations of the Material Safety Data Sheets are implemented.

6.3.2 Risk for the environment

No risks to surface water from emission due to pumped tunnel water or run-off water should be expected, providing that the water is drained into the municipal sewage system for treatment.

The potential infiltration of ingredients into the ground water during the product application should not cause any relevant risk for the environment. Based on the available information of the ingredient concentration in the treated soil, it should be able to be disposed on an appropriate landfill site without any special pre-treatment.

7 CONCLUSIONS

As demonstrated by the site examples, it is possible to drive a TBM successfully and rapidly also through difficult geologies. In addition to the choice of a well adopted TBM machine, the use of the right soil conditioning additives is vital - for very permeable soil under ground water table as well as for clay soil with high clogging and adhesion potential.

Additionally, all additives used in the site examples passed strict risk assessment studies to ensure minimum impact on the workers and the environment. Neither during construction nor on the disposal sites a negative influence of the soil conditioning additives occur.

REFERENCES

- Babendererde, 2003. TBM mit Slurry- oder Erddruckstützung – Einsatzbereiche und Zuverlässigkeitsanalyse. Felsbau 21, No.5, p.155
- Bentz et al, 1997. Optimierung des schaumgestützten EPB-Vortriebs, Boulevard Périphérique Nord de Lyon. STUVA Tagung Berlin 1997, Alba Verlag Berlin, 1998, Volume 37, p. 88, ISBN 3 87094 636 9
- Fernandez, 2002. Aviles Sewage Tunnel, a tunnel below sea water level. AFTES 2002 Toulouse, Specific ISBN 951 04 16 2 4. p. 131 ff
- Gabarró et al., 2003. Metro Barcelona Linea 9 – Europe’s greatest metro project with tunnel boring machines of large diameter. ITA 2003 Amsterdam, Balkema ISBN2: 90 5809 542 8. p. 637 ff
- Grandori et al., 2003. Turin Metro Systems – Design and operation of EPB TBMs beyond the limits of this technology. Felsbau 21, No.6, p. 34 ff
- Herrenknecht et al., 2003. Geotechnische und mechanische Interaktion beim Einsatz von Erddruckschilden im Fels. STUVA Tagung 2003, Dortmund, Bauverlag ISBN 3 7625 3602 3. p. 175 ff
- Jancsecz et al., 1999. Advantages of soil Conditioning in shield tunnelling: Experiences of LRTS Izmir ITA 1999 Oslo, Balkema ISBN 90 5809 063 9. p. 865 ff
- Langmaack, 2000. Advanced Technology of Soil Conditioning. North American Tunnelling Congress, Boston, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2000, ISBN 90 5809 162 7. p. 525
- Langmaack, 2001. Application of new TBM Additives. BAUMA 2001, 6th Int. Symposium for tunnel construction. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2001, ISBN 3 7739 5964 8. p. 27
- Langmaack, 2004. EPB - Vortrieb in inhomogenen Böden: Möglichkeiten neuer Konditionierungsmittel. Tunnel - und Tiefbautagung 2004, Győr, p. 121 ff
- Marchionni et al., 2002. Galleria Quattro Venti in Rom. Tunnel No.8, , p. 8 ff
- MBT Online Madrid MetroSur. www.degussa-ugc.com
- MBT Online Roma 4 Venti. www.degussa-ugc.com
- Rehm, 2004. maschineller Tunnelvortrieb unter sehr schwierigen geologischen Verhältnissen. Tunnel- und Tiefbautagung 2004, Győr, p. 99 ff
- Steiner et al., 1994. Face support for a large Mix - Shield in heterogeneous ground condition. Proc. of Tunnelling '94. London : Chapman & Hall

Laboratory Research on Cohesionless Soil Conditioning for EPB Applications

Claudio Oggeri^(*), Daniele Peila^(*,**), Luca Borio^(*), Sebastiano Pelizza^(*)

^(*)*Department of Land, Environment and Geoengineering - Tunnelling and Underground Space Center; Politecnico di Torino – Italy*

^(**)*IGAG-CNR (Italian National Research Council), Politecnico di Torino - Italy*

ABSTRACT

Earth Pressure Balanced full face tunnelling machines have undergone experienced a remarkable increase in the number of applications throughout the world due to both mechanical developments and a more effective use of additives to condition the ground. Despite the extensive use of the EPB technique, little knowledge exists concerning the understanding of the behaviour of conditioned soil, particularly for non cohesive ground (sand and gravel).

The results of a test campaign on conditioned soil by means of slump cone test on different cohesionless materials are presented together with those obtained using a laboratory device able to simulate the extraction of the ground from a pressurized tank with a screw conveyor.

1. INTRODUCTION

Earth Pressure Balance shield tunnelling has been successfully adopted in urban environments in recent years for very different ground conditions and at present it can be considered the most common used mechanized tunnelling technology.

For EPB application the soil must have defined properties: in fact, if it is too permeable, groundwater cannot be controlled by the counter-pressure; if the material is not plastic there is no smooth flow to the screw conveyor, since the material tends to arch at the entrance of the screw conveyor and it is difficult to control the pressure inside the excavation chamber and the stability of the face (Anagnostou and Kovari, 1996) cannot be guaranteed. Moreover, in case of sticky clayey soils there is the risk that the cutter head, the excavation chamber and the screw conveyor can clog up.

As a first assessment, the soil features required for good EPB operations are:

1) a certain degree of plasticity that makes the treated soil suitable for the pressure transmission in the excavation chamber and the pressure decay control along the screw conveyor, as well as for the controlled extraction through the screw conveyor itself;

2) a low inner friction of the bulk material that allows to reduce both the power requirement of the cutting head, as well as the wearing of the machine parts that are in contact with the soil;

3) the persistence of the above-mentioned characteristics over the time, to allow a safe control of the face stability during the whole excavation step and when the machine has to be stopped due to any reason.

In order to extend the original application

field for EPB shields towards more difficult soils, as cohesionless material (sand and gravel) or sticking clayey soils, some additives, like foam, polymers or fillers, can be injected and mixed with the ground during the excavation and extraction step (EFNARC, 2005). It is worth to point out that the workability of the soil is also influenced by the finer content and the water content which must be considered for the correct design of the conditioning and for the definition of the amount of conditioning agents.

For the design of conditioning it is necessary to develop a specific series of tests able to give clear indications of the conditioned material behaviour and among the various tests used and proposed in technical literature the slump test and the extraction with a screw conveyor from a pressurized tank has found to be feasible and able to give good and reliable information.

2. TESTS ON CONDITIONED SOIL FROM TECHNICAL LITERATURE

The technical literature regarding test methods for the characterization of conditioned soil is limited. For these researches tests derived from the geotechnical or concrete measurement technology have been used such as: mixing test; cone penetration test; permeability test; compressibility test; shear test; slump cone test.

Slump cone test has been widely used to provide a measure of the conditioned soil plasticity by Peron & Marcheselli (1994), Quebaud et al. (1998), Bordachar and Nicolas (1998), Jancsecz et al. (1999), Williamson et al. (1999), Leinala (2000), Pena (2004), Vinai et al. (2007), Peila et al. (2007b) since it is simple to be carried out, quick and low cost and it gives an overall index of the conditioned material behaviour. Generally good values of slump cone fall range from 120mm to 250 mm.

Anyway only a test that is able to simulate EPB operations and which involves both the

conditioning of the soil and the interaction between the soil and the machine would be truly significant to understand the conditioned soil behaviour as done in the following researches

- a 1/10 scaled model for EPB excavation simulation was set up in the work of a National French Research Programme (AFTES, 2001). The model consisted of a 500mm diameter cutting head of 500 mm, a conical excavation chamber, a inclined screw conveyor, a horizontal screw conveyor, a cylindrical shield and four thrusting cylinders. The soil to be excavated was placed in a rigid 2 x 1.3 x 1.3 m box.
- A loading device, using ten air cushions, allowed the simulation of an additional overburden. The system was instrumented with several monitoring transducers for the driving parameters, the soil stresses and deformation control (Branque et al., 2003);
- a laboratory model of a screw conveyor device and a full-scale EPB machine screw conveyor were used by Bezuijen and Schaminée (2001) to study the behaviour of conditioned sand soils. They observed that the pressure was dissipated linearly along the conveyor, that the screw torque was approximately constant and that the pressure at the end of the conveyor was depending on the opening of the gate valve at the discharge point;
- a full-scale EPB screw conveyor was used by Yoshikawa (1996) and a number of tests were performed with plastic soil and with different screw speed. He observed that a linear pressure gradient was present in the screw conveyor;
- a laboratory screw conveyor apparatus, where the material was extracted from a tank by a sub-horizontal screw, was built by Oxford University, in partnership with Cambridge University (Mair et al., 2003; Merritt and Mair, 2006). The laboratory device was made up of a pressurized tank which was connected to a 1m long and 0.1m diameter horizontal screw conveyor. The screw conveyor was instrumented in

four sections, each with two load cells to measure the total normal stress and the soil-casing interface shear stress components and a pressure transducer to measure the pore water pressure in the soil. Measurements of the screw torque were also carried out. Tests can be performed with various pressures applied to a cohesive soil over a range of screw speeds, with different discharge outlet conditions.

- a laboratory screw conveyor apparatus, where the material was extracted from a tank by an inclined screw, was built in Politecnico di Torino (Peila et al., 2007a; Vinai et al., 2007). The device represents an approximate 1:10 screw conveyor scale model with a screw conveyor length/diameter of 9. The device (Figure 1) is made of a 800mm high tank with a 600mm nominal diameter which is filled with ground. An aluminium plate connected to a hydraulic jack, with a stroke of 500mm, applies a nominal pressure to the tank (up to 2MPa). A 1500 mm long screw conveyor is coupled to the tank with an upward inclination of 30° and the screw extends inside the tank to collect and extract the soil. The diameter of the screw case is 168 mm, the flights

have a pitch of 100 mm. During the test the following data are monitored: the pressure distribution in the tank, the required torque of the screw, the upper plate displacement gradient, the discharged weight gradient and the trend of the pressure values along the screw conveyor. These parameters allow a good characterization of the conditioned soil.

3. CARRIED OUT SLUMP TESTS

To verify the applicability and feasibility of slump test to characterize conditioned soil, some soil sets mixed with different percentages of water and foam were tested (Peila et al., 2007b). The used foam is obtained with a FER (ratio between the obtained volume of foam and the volume of the generator fluid: water + foaming agent) of 16, which is an average value with reference of the one usually used in tunnelling, while the foaming agent is a commercial one (Polyfoamer used with a concentration of 2%). Since in practice, in real tunnel excavation, a great variability of FIR can be observed ranging from 10-80% (EFNARC, 2005), the test are carried out using a FIR range of 20-60%.

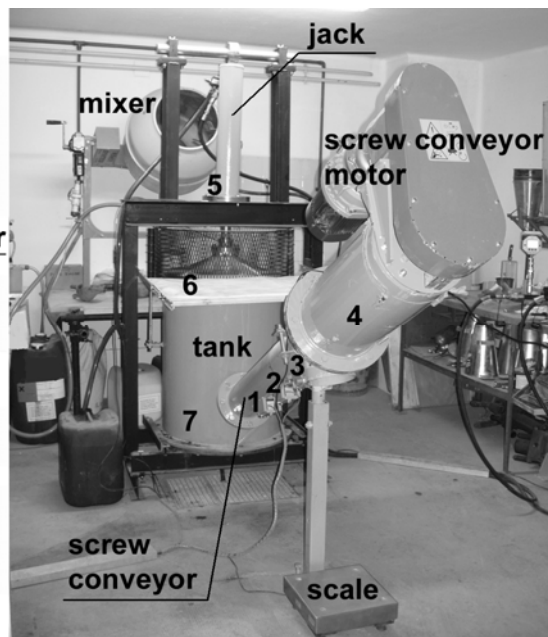
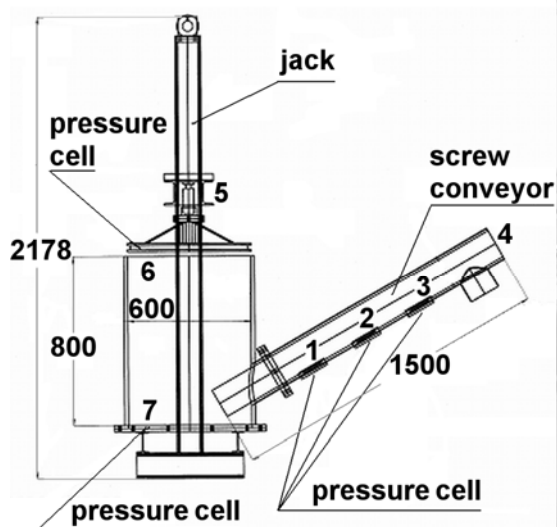


Figure 1. Screw conveyor device cross section drawing (measures in mm) (Peila et al. 2007a)

The used soils are prepared in laboratory (Fig. 2) and their general properties are:

- soil 1: a medium size sand, with $D_{10} = 0,12$ mm and $D_{60} = 0,5$ mm
- soil 2: a mix with the same sand of soil 1 and gravel with grain size of 4-8mm, with $D_{10} = 0,2$ mm and $D_{60} = 5$ mm

- soil 3: a mix with the sand of soil 1 and gravel with grain size of 8-15mm, with $D_{10} = 0,2$ mm and $D_{60} = 9$ mm
- soil 4: a mix with 45% of sand, 45 % gravel 4-8 mm, 10% of silt, with $D_{10} = 0,2$ mm and $D_{60} = 3,5$ mm.

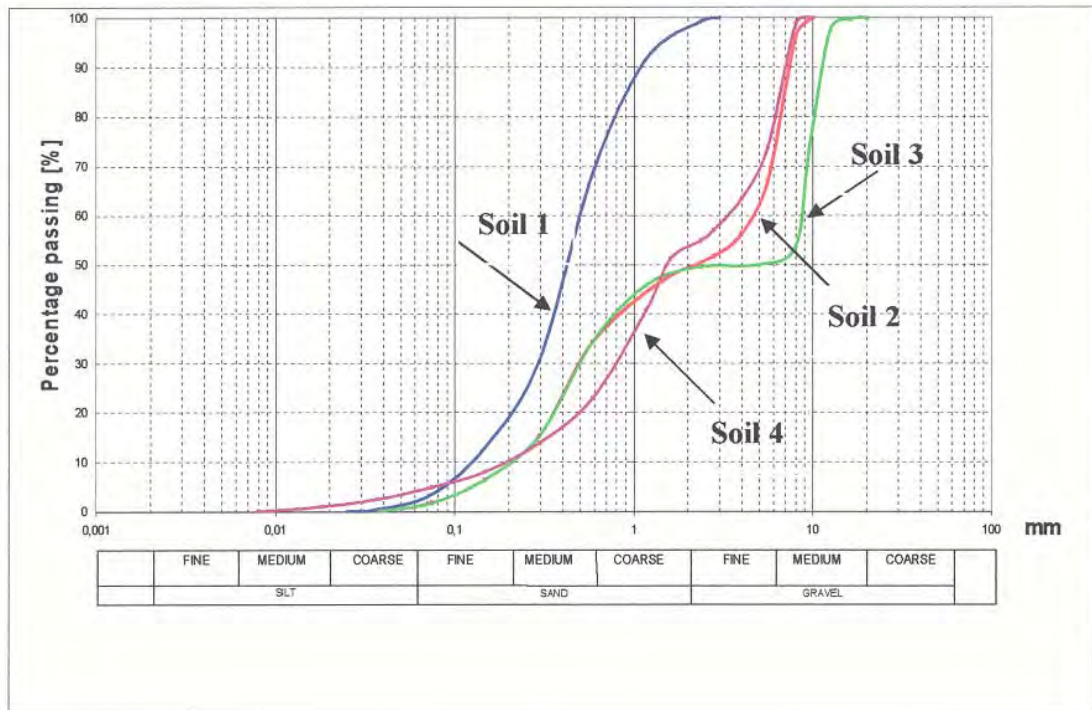


Figure 2. Particle size distribution chart of the conditioned soils

The slump cone test is performed following the Standard Test Method for Slump as suggested by ASTM 143C and it is carried out as follows: the conditioning soil is mixed with the foreseen amount of foam and water in a concrete mixer and then it is pound inside 2 slump cones. After one minute, the cone is lifted up. In the definition of the material behaviour the shape of the slump, the breaking way of the soil cone and the drainage of water from the conditioned soil are observed and taken into account.

Three main behaviour fields are identified:

- too stiff behaviour or impossibility to create a plastic “paste” and with an irregular collapse of the cone;
- too fluid behaviour with a drainage of water or foam from the soil;
- correct plastic behaviour of the mix.

The influence of the large size grains on the conditioning procedure is relevant and it is clearly focused on Figure 3: the reduction of the suitable area induced by a certain amount of gravel (soils 2 and 3) inside sand (soil 1) is evident.

It is therefore relevant to note that it is the sand that interacts with the foam to create a “pulpy paste” encompassing only larger grains which, if they are too many, break the conditioned mass and do not allow to get a plastic paste to be obtained

Furthermore the presence of silt in the mix makes an enlargement of the suitable area possible since the fine granulometric fraction fills the vacuum between the larger grains, interacting with the water thus permitting less foam to be used.

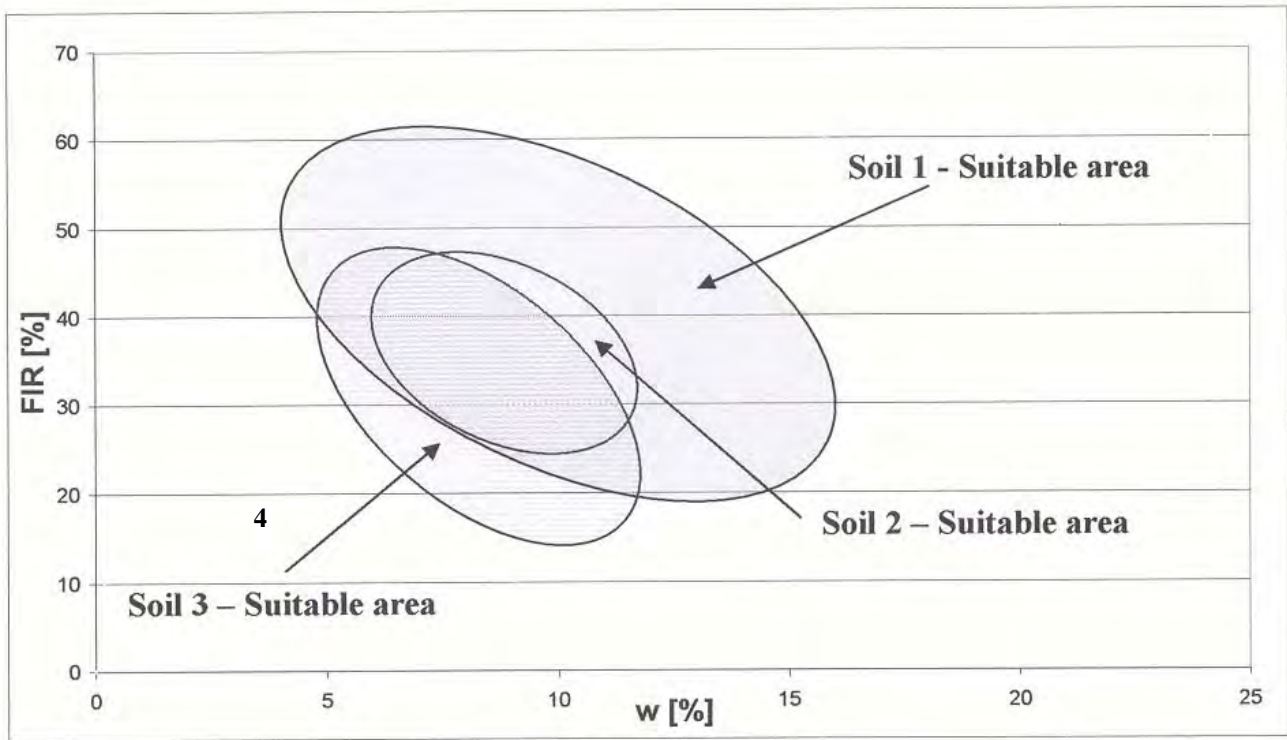


Figure 3. Summary of the suitable ($w - FIR$) areas obtained with the interpretation of the results of the carried out tests (Peila et al., 2007b)

4. CARRIED OUT TESTS WITH THE SCREW CONVEYOR DEVICE

The tests with the screw conveyor device required a conditioned sample of about 400kg which was obtained through the following procedure: a volume of 25 kg of soil with a defined water content. As soon as the mix was ready it was poured into the device tank and this operation was repeated until the tank was full. Subsequently, the upper plate was positioned and pushed down by the piston until the test pressure in the tank was reached (Peila et al. 2007a; Vinai et al., 2007).

The screw conveyor was then started and the material was collected at the screw discharge point the screw where it was then weighted. The screw revolving speed was kept constant at a value of 6 rpm for the whole test campaign.

The following data were monitored during the tests: the pressure distribution in the tank, the required torque, the upper plate

displacement gradient, the discharged weight gradient and the trend of the pressure values along the screw conveyor.

Many tests have been carried out to check the feasibility of this device (Vinai et al., 2007) among them three relevant tests are here presented and discussed. They were carried out on Soil 1 and Soil 2 with the following conditioning parameters:

1. saturated Soil 1 with no conditioning and a pressure applied of 90kPa to the top plate ;
2. conditioning close to the optimum as defined with the slump test campaign: water content equal to 10%, FIR of 40%, FER of 16 and a pressure of 90 kPa applied to the top plate for Soil 1;
3. conditioning close to the optimum as defined with the slump test campaign: water content equal to 8%, FIR of 40%, FER of 16 and a pressure of 90 kPa applied to the top plate for Soil 2.

The most relevant measured data are summarized in Table 1.

Table 1. Results obtained from the screw conveyor test campaign (Vinai et al, 2007).

Test #	Applied pressure [kPa]	Measured pressure [kPa]		Torque [Nm]	Cell 1 [kPa]	Cell 2 [kPa]	Cell 3 [kPa]
		top	bottom				
1	90	80	95	6-10	20-28	12-17	4-6
2	90	~150	~100	30-40	4-8	4-6	2-4
3	90/120	75/95	70/80	8	30	18	5

If these results are compared, the positive effect of the conditioning on the efficiency and the performances of the screw conveyor device can clearly be seen and the device permits the positive effect to be transferred to measurable parameters so that the behaviour of the conditioned soil can be assessed and different conditions can be compared.

The pressure in the tank, using the optimal conditioned material (set n. 1), shows a regular trend and it is close to the theoretical one while, when the saturated sand is used, it was more difficult to control the pressure applied by the upper plate and the values were irregular during the development of the test. These data are relevant for a correct choice of the conditioned material in EPB applications, since one of the requested qualities of the conditioned soil is to be able to apply and to transmit the pressure inside the bulk chamber.

The screw torque trends show that, the measured values for the optimum conditioning soil (set n. 1 and 3), are slightly lower (and anyway smoother) than the ones obtained with saturated sand. The peak for Test 3 is related to a flow-priming phenomenon: as soon as the material reached the discharging point, the torque value showed a important decrease that was due to a flow in the material rather than an extraction by the screw conveyor.

This parameter can therefore be used as an index to quantify whether a material is

correctly conditioned, with reference to the reduction in the requested torque both at the EPB head and on the screw conveyor.

The pressure plate lowering during the test was regular with the optimal conditioned soil, since the screw conveyor was efficient for the extraction, while it was irregular and difficult to control with the too dry and the too wet soil and also with the saturated sand.

The pressures along the screw case were higher and more regular during the extraction of the conditioned materials than of the saturated soil and they had a more regular decrease from the tank to the discharge point. A regular decrease in the pressure inside the screw conveyor is an index that it is properly filled and that the pressure in the tank is correctly dissipated, as desired when working with an EPB below the water table. These measurements is and indication of how the conditioned soil to fill the screw conveyor properly and its ability to control the pressure in the EPB bulk chamber.

The optimum conditioned material (set n. 1 and 3) maintained its workability after the extraction, since the cone falls for the slump tests performed at the end were in good agreement with the data obtained from the slump test campaign and the conditioned material did not loose water during the extraction, as measurements on the sampled material confirmed that the extracted material had the same water content as before the test.

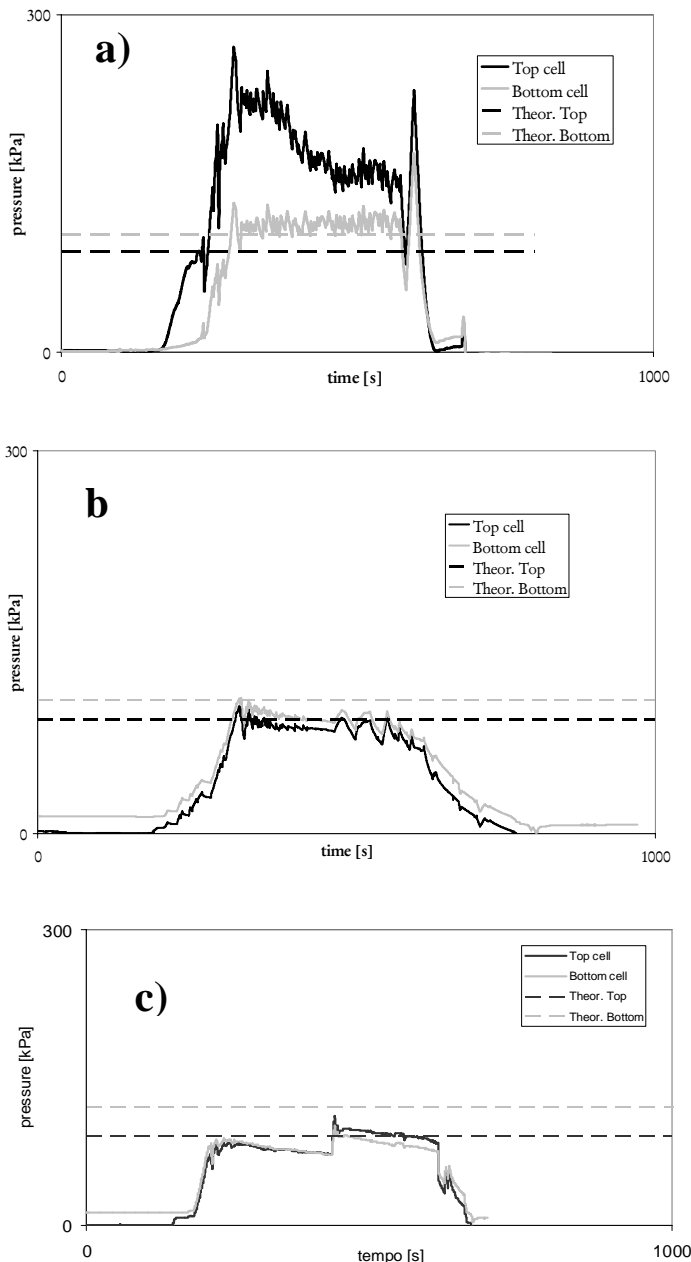


Figure 4. Pressures measured in the tank of the screw conveyor device during saturated sand (test 1- figure a) and conditioned sand (test 2 - figure b and test 3- figure c)

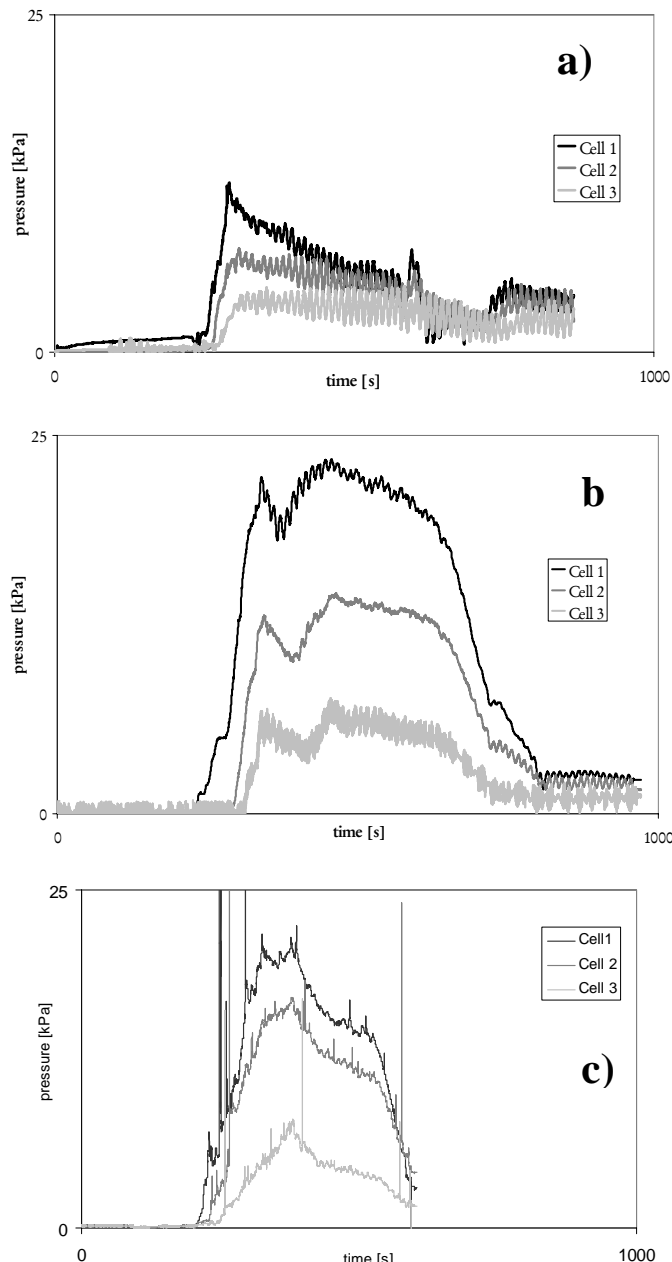


Figure 5. Comparison of the pressure measured along the screw conveyor measured for saturated sand (test 1 – figure a) and conditioned soil (test 1 – figure b and test 2 – figure c)

5. CONCLUSIONS

Soil behaviour has to be changed in order to properly use EPB machines for tunnelling in cohesionless ground. This change is obtained although with injection, inside the bulk chamber and on the cutting wheel, of special additives, such as foam.

The preliminary design of the conditioning agent correct amount is a key factors for the use this mechanized method.

Among the various laboratory tests the slump cone test is a simple and low cost procedure that can be used both for job site control and for the preliminary design is coupled with tests carried out using a screw conveyor device (Merritt and Mair 2006; Peila et al. 2007a; Vinai et al. 2007).

The use of slump test has allowed an assessment procedure for conditioning sets on cohesionless soil (Peila et al. 2007b) and has allowed to find that large size grains has

a relevant influence on the conditioning effects while it is evident that is the sand fraction that interacts with the foam to create a “pulpy paste”. Furthermore the presence of silt in the mix makes an enlargement of the suitable area possible since the fine granulometric fraction fills the vacuum between the larger grains, interacting with the water and reducing the needed percentage of foam.

In the second part of the research, a laboratory device which allows conditioned soil to be extracted from a pressurized tank with a screw conveyor was used (Peila et al., 2007; Vinai et al, 2007). This experimental device permits the following data to be measured:

the pressure transmission from the top plate to the bottom of the tank that is an indication of the ability of the material to control and apply a confining pressure inside the bulk chamber;

- the conditioning influence on the torque of screw conveyor. This is an index of the workability of the material and its ability to reduce the torque values on both the EBP head and the screw conveyor;
- how the material controls the pressure inside the screw conveyor.

The tests that were carried out on some conditioning parameter sets on sand, showed that the proposed device is a feasible tool that allows a quantitative comparison of various conditioning levels and different products and conditioning sets.

AKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thanks MAPEI Company for the technical and financial support to this research. The authors gave the same contribution to the development of this paper.

REFERENCES

AFTES, 2001, EUPALINOS 2000, *Synthèse*, AFTES (ed.), Octobre 2001, Paris
 Anagnostou G., Kovari K., 1996, Face stability conditions with Earth-pressure-balanced Shields.

Tunnelling and Underground Space Technology, 11(2), Pergamon Press, Oxford, 165-173.
 ASTM C143/C 143M – 00, 2003, Standard test method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete, Annual book of ASTM Standards.
 Bezuijen A., Schaminée P.E.L., 2001, Simulation of the EPB-Shield TBM in model tests with foam as additive. In: *Proceedings of Congress on Modern tunnelling science and technology*, Kyoto, Balkema, Rotterdam, 935-940.
 Bordachar F., Nicolas L., 1998, “Fluides conditionneurs pour la pression de terre”, *Tunnels et ouvrages souterrains*, 169(Janvier/Février), AFTES, 21 – 27.
 EFNARC, 2005, “Specification and guidelines for the use of specialist products for Mechanized Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock,” *Recommendation of European Federation of Producers and Contractors of Specialist Products for Structures*.
 Jancsecz S., Krause R., Langmaack, L., 1999, “Advantages of soil conditioning in shield tunnelling: experiences of LRTS Izmir.”, In: *Proceedings International Congress on Challenges for the 21st Century*, Alten et al. (eds), Balkema, Rotterdam, 865-875.
 Langmaack L., 2000, “Advanced technology of Soil Conditioning in EPB Shield Tunnelling, In: *Proceedings of North American Tunnelling 2000*, Odezemir (ed), Balkema Rotterdam
 Leinala T., Grabinsky M., Del mar R., Collins J.R. 2000, “Effects of foam soil conditioning on EBBM performance” In: *Proceedings of North American Tunnelling 2000*, Odezemir (ed), Balkema Rotterdam
 Mair R.J., Merritt A.S., Borghi F.X., Yamazaki H. and Minami T., 2003, “Soil conditioning for clay soils,” *Tunnels and Tunnelling International*, April, 29-32.
 Merritt A. and Mair R.J., 2006, “Mechanics of tunnelling machine screw conveyor: model tests.” *Geotechnique*, 56(9), 605-615.
 Milligan G., 2001, “Soil conditioning and lubrication agents in tunnelling and pipe jacking”, In: *Proceedings of Underground Construction 2001*, London, 105-116
 Peron J.Y. and Marcheselli P., 1994, “Construction of the 'Passante Ferroviario' link in Milan. Italy. lots 3P, 5P, and 6P: excavation by large EPBS with chemical foam injection,” In *Proceeding of Tunnelling '94, IMM*, London, 679 – 707.
 Quebaud S., Sibai M., Henry J.P., 1998, “Use of chemical foam for improvements in drilling by earth pressure balanced shields in granular soils”, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 13(2), 73 – 180.
 Peila D., Oggeri C., Vinai C. 2007a “ Screw

- conveyor device for laboratory tests on conditioned soil for EPB tunnelling operations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), ASCE
- Peila D., Oggeri C., Borio L. 2007 “Assessment of the behaviour of conditioned soil for EPB shield applications using the slump test”, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, presented for publication
- Pena M., 2003, “Soil conditioning for sands,” *Tunnels and Tunnelling International*, July, 40-42.
- Yoshikawa T., 1996, “Soil pressure drop of the screw conveyor for shielded machines.” *Trans. Jpn. Soc. Mech. Engrs, Part C62(595)*, 1197-1203.
- Vinai R., Oggeri C., Peila D., 2007, "Soil conditioning of cohesionless sand for EPB applications: a laboratory research", *Tunnel and Underground Space Technology*. doi:10.1016/j.tust.2007.04.010 – article in press
- Williamson G.E., Traylor, M.T., Higuchi, M., 1999, “Soil conditioning for EPB shield tunneling on the South Bay Ocean Outfall”, *In: Proceedings of RETC 1999*, pp. 897 – 925.

Shield Tunnelling Technology to Mitigate Geotechnical Risks

Markus Thewes

Institute for Tunnelling, Ruhr-University Bochum, Germany

ABSTRACT In general, the ranges of application, especially of Slurry-supported- and EPB-machines have greatly been increased. However, there were also a few less successful cases in which the limits of applicability of particular types of TBMs had to be acknowledged. The paper will approach this topic in several logical steps: In the first step, a systematic analysis of the requirements regarding the key components of TBMs for soft ground applications will be performed. Then an overview of the most significant technology developments for soft ground TBMs to approach highly demanding requirements from challenging site conditions will be given. The systematic analysis of site requirements and technological solutions will be completed with a discussion of the range of applicability of soft ground TBMs.

1 INTRODUCTION

International TBM Tunnelling Challenges in soft ground, which were mastered during recent years, have triggered manifold innovations and technology developments. With tunnel boring machines, tunnels of unprecedented dimensions in terms of length, depth, and diameter have been or are being realised. In resemblance to the well-known Latin Olympic motto “citius – altius – fortius”, the motto of the tunnelling industry seems to be “faster – larger – deeper – longer”.

Faster: rates of advance in problematic soil (e.g. abrasive or clogging) were substantially increased.

Larger: shield machines with diameters in excess of 15 m were built (see Figure 1).

Deeper: locations down to 60 m in permeable, soft ground carrying groundwater were exploited.

Longer: More than 50 % of the work on the 57 km Gotthard Base Tunnel, the world’s longest, has been completed.



Figure 1. Trend towards increasing diameters: EPB-shield (Spain, 2005) Ø 15,20 m and Mixshield (China, 2006) Ø 15,43 m (Pictures: Herrenknecht AG)

In general, the ranges of application, especially of Slurry-supported- and EPB-machines have greatly been increased. However, there were also a few less successful cases in which the limits of applicability of particular types of TBMs had to be acknowledged. The paper approaches this topic in four logical steps:

In the first step, a systematic analysis of the requirements regarding the key components of TBMs for soft ground applications is

performed. A particular distinction is made between basic requirements and especially challenging site conditions (i.e. obstacles in the ground, high water and ground pressure, abrasiveness, stickiness, complex geology), which can only be mastered by using highly advanced technology.

Then an overview of the most significant technology developments for soft ground TBMs to approach highly demanding requirements from challenging site conditions is given. These options for additional equipment of a TBM have to be chosen carefully on the basis of a thorough risk analysis of expected requirements. In this case, the result should be well-equipped TBMs for tunnel drives with good adherence to budgets and schedules.

The systematic analysis of site requirements and technological solutions is completed with a discussion of the range of applicability of soft ground TBMs with particular focus on Slurry-supported- and EPB-machines.

Finally, an outlook is presented on emerging research developments coming up to increase the reliability of TBMs in the most severe environment conditions, to improve quality control and to further better working conditions in the tunnel.

2 REQUIREMENTS FOR THE DEFINITION OF KEY COMPONENTS OF SHIELD MACHINES

In the process of many major shield tunneling projects during recent years new technological standards were achieved by conquering a diversity of extreme project requirements. This has led to the development of a catalogue of auxiliary measures and equipment, which can be made use of in case of need, e.g. in the event of difficult geological or hydro-geological conditions. As a consequence, it was possible to extend the fields of application for shield machines.

The condition for a successful - meaning safe, reliable and economic - machine concept is a thorough identification of the associated risks. These can be of a geotechnical, operational or ecological nature or relate to

the existing infrastructure. To correctly identify risks it is necessary a thorough assessment of the ground, which in addition to the general subsoil data must reveal all available information about sporadically occurring risks such as obstacles or locally difficult subsoil conditions. Further conditions to be considered are operational constraints during tunneling, i.e. the accessibility of the excavation chamber for tool changes, and ecological constraints, i.e. the handling of (possibly polluted) spoil. Finally, it must be assured that existing structures are not affected by harmful settlements within the area of influence of a tunnel drive.

The resulting list of identified risks leads to a catalogue of requirements concerning the engineering technology. This catalogue is the basis for the choice of both the standard type and features of a shield machine as well as the auxiliary installations that may be needed for particular risks at certain locations of the excavation route.

Apart from the presentation of project-related requirements and the resultant solution concepts, a systematic classification of basic demands and possible additional requirements is undertaken in the following.

The detailed issues that must be discussed when analysing the requirements posed on a shield machine stem from the following, fundamental thematic sectors:

- stability of the face, the shield machine and the tunnel lining
- minimising the influence of settlement on neighbouring structures
- mastering groundwater during construction and operation
- environmental protection in conjunction with groundwater and subsoil
- work safety when working at the face and within the shield machine
- guarantee of a lasting quality for the tunnel lining and its waterproofing over a service life of 100 years and more
- concept for the driving technology to allow for high rates of advance with little downtime regarding:
 - face support
 - soil removal at the face
 - removal and transport of excavated spoil

Table 1. Requirements for the shield driving technology

Shield Components	BASIC requirements	EXTENDED requirements
Shield skin	<ul style="list-style-type: none"> > ground water pressure > earth- or rock pressure > reaction forces from steering 	
Shield joint / Tail skin joint	<ul style="list-style-type: none"> > ability to make curves > reliable sealing > replaceable sealing 	
Tunnel face	<ul style="list-style-type: none"> > reliable face support in unstable ground > avoiding ground water inflow > removing of obstacles and boulders > accessibility of excavation chamber 	<ul style="list-style-type: none"> > advance exploration, locating obstacles > advance ground stabilisation > maintenance work given support pressures > 3,6 bar
Excavation	<ul style="list-style-type: none"> > high tool service life > soil conditioning > avoiding overbreak (loss of ground) > overcut > replaceable tools > little time need for tool change 	<ul style="list-style-type: none"> > excavation in highly variable soil conditions > very abrasive ground > natural gas in the ground > mastering of boulders in soft ground > mastering of transitions between soft soil and hard rock
Muck flow	<ul style="list-style-type: none"> > avoiding wear > material flow continuity > mastering boulders and obstacles 	<ul style="list-style-type: none"> > avoiding clogging with clay > quantity control of conveyed excavation > mastering of liquid muck consistency with EPB shields
Main bearing	<ul style="list-style-type: none"> > seal against pressurised support medium > low default risk > replacement underground 	
Segment erector	<ul style="list-style-type: none"> > low ring erection time > precision and quality ring building > safety during ring erection 	
Tail skin seal	<ul style="list-style-type: none"> > reliable sealing against grout and groundwater pressure > bridging over segment erection tolerances > replacement underground > low consumption of sealing compound > little environmental impact 	
Grouting of annular gap	<ul style="list-style-type: none"> > full round bedding of the tunnel tube > no cause of downtime > avoiding leaks of mortar into the excavation chamber > maintenance friendliness 	
Control system	<ul style="list-style-type: none"> > processing and visualisation of TBM survey data > full control in changing ground > thrust reserves for steerability > pitch correction 	<ul style="list-style-type: none"> > complex conditions for control and monitoring
Machine data	<ul style="list-style-type: none"> > operating data visualisation > fault analysis > objectives for control parameters 	<ul style="list-style-type: none"> > quality monitoring of tunnel lining

- ring building
- annular gap grouting
- wear of machine components
- accessibility for maintenance and time needed for maintenance jobs.

Table 1 distinguishes between basic requirements and additional requirements regarding the key components of shield machines. Whereas the basic requirements are covered by the basic functions of modern shield machines, the additional requirements necessitate a special design of the shield machine in individual cases. If these additional requirements are neglected, this may lead to substantial problems and delays in the construction process of an individual project.

3 TECHNICAL EQUIPMENT OF SHIELD MACHINES

Table 2 presents possible approaches for solutions concerning extended requirements. These solutions largely relate to progress in

developments over the last 10 years. Further in this chapter, some selected requirements and the corresponding possible solutions are described in detail.

3.1 Maintenance Work under High Supporting Pressure

In the case of conventional compressed air operations with transfer into and out of the chamber through an airlock, an increasing air pressure results in increasingly shorter working times and ever greater transfer times. Given the limit of 3.6 bar pressure, such operations, i.e. in Germany, are no longer permissible in accordance with the National Compressed Air Regulation.

Given such a situation, a new method for undertaking maintenance jobs on the cutting wheel must be developed – allowing professional divers to enter the extraction chamber. For their assignment, the divers wear special helmets, through which they breathe a

Table 2. Extended requirements and solutions approaches

Shield Components	EXTENDED requirements	Solution Approaches
Tunnel face	a) advance exploration, locating obstacles b) advance ground stabilisation c) maintenance work given support pressures > 3,6 bar (German Compressed Air Regulation)	a) advance drillings, geophysical exploration b) grouting umbrellas and sealed zones from the shield machine c) accessible cutter arms with tool locks, installation of professional diving equipment (special respiration gases, installations for saturation diving)
Excavation	a) Excavation in highly variable soil conditions b) very abrasive ground c) Natural gas in the ground d) mastering of boulders in soft ground e) mastering of transitions between soft soil and hard rock	a) adaptable shield machines with combined process technology b) conditioning measures, special tools, wear protection and monitoring c) flameproof protection, fluid-support d) combination of cutter knives and disc cutters e) cutterhead contact pressure control, wear protection + monitoring, advance injections
Muck flow	a) avoiding clogging with clay b) quantity control of excavation c) mastering of liquid muck consistency with EPB shields	a) central cutter, flow optimisation, HP jets b) conveyor belt scale, laser scanning, flow meter, density sensors c) thick matter pump, auxiliary hydraulic circuit
Control system	a) complex conditions for control and monitoring	a) Controlled Boring Process: guide parameters from interdisciplinary processing of geotechnical, geodetic and machine data
Machine data	a) quality monitoring of tunnel lining	a) automatic tail skin gap measurement, measurements of ring movements

Trimix gas mixture of oxygen, helium and nitrogen. With Trimix gas the narcotic effect of the nitrogen is considerably less than with conventional compressed air.

In the event of higher pressures, the ratio of working times to transfer times can be extremely unfavourable even given the application of Trimix gas. As a result, it is advisable to use the saturation diving method for extensive maintenance operations under high pressure.

When saturation diving, the divers do not decompress after they finish their working shift but also remain “under pressure” during their breaks. From the shield machine they are brought above ground by means of a transport shuttle, which is also pressurised. They then spend their break until they have to go down again while staying in a pressurised habitat with beds, sanitary installations and medical facilities. Permanent medical supervision is mandatory.

The shield machine for the work carried out under compressed air must possess special connectors for the Trimix gas, a special flange for coupling the mobile transport lock to the pressure locks and the necessary transport equipment for the mobile lock (see Figure 2)



Figure 2. Lock with additional transport flange, diver with helmet for Trimix-gas

3.2 Extremely Sticky Clay Soils

When excavating very adhesive clay soils the clogging of a shield machine may cause delays in schedule, complicated cleaning operations and expensive retrofitting of the tunnelling technology. This especially applies to shield machines with fluid-supported face. This risk can be successfully reduced by a consistent optimisation of the cutting wheel, the extraction chamber, the intake zone and the jetting system.

The shape of the cutting arms must be optimised for smooth material flow. Broad cutter teeth should be employed as tools because they enable the excavated clay chips to separate more quickly within the suspension. The application of an independent central cutter at the heart of the cutting wheel is recommendable to avoid a clay segment in front of the cutting wheel blocking it. The extraction chamber should be lined in such a way that corner zones susceptible to clogging are avoided.

Static obstacles in the flow path must be avoided in the working chamber’s intake area. This can be accomplished by doing without an intake screen and setting up rotary crushers in front of the intake port of the feed line. Additional turbulence can be produced in these areas, which are especially susceptible to clogging with clay, by installing agitators as well.

If possible an improved jetting concept for distributing the suspension inflow should be installed at the extraction chamber and the intake area so that the feed suspension can be distributed throughout all areas susceptible to clogging. This may also necessitate the installation of additional pumping capacity.

3.3 Complex Conditions during Control and Monitoring: Controlled Boring Process

Urban tunnelling sites are becoming even more complex and place increasingly high demands on the execution and monitoring of construction. Tunnels under densely populated urban areas or where there are geologically difficult conditions require a greater amount of control and supervision.

The Controlled Boring Process (CBP) represents a safety and monitoring system with evaluation and analysis functions in order to secure safer process guidance in mechanised tunnelling. For this purpose, different kinds of data sources are linked up with each other via a CBP system. This embraces a large variety of data starting with maps, pictures and geological sections by way of the measurement data and parameters of the shield machine, navigation data, and

measurements for movement or deformation monitoring up to general documents and reports. The measured data are stored, prepared and checked on the basis of intended and limit values. The warning and report system monitors the incoming data during the drive and reports discrepancies to the given responsible or appropriate places.

The core of the CBP system is the CBP server with data base. All data and documents run together there. The project panes provide a geographical and geological overview on the latest advance stage reached by the shield machine and the results of movement and deformation monitoring. Sensors, which are located within a defined zone of influence around the shield machine, are selectively displayed automatically through definition of a zone of influence around the tunnelling installation. The tendencies produced by these sensors can directly be visualised.

Further modules e.g. display the control guidance system, the warning and report archive and a diagram administration, which

serves to prepare data in diagrams. Freely combinable presentations of all available measurement data, intended values and limit values are all possible here. With the aid of such diagrams, it is for instance, possible to draw conclusions about the shield skin friction or alternatively the annular gap fill can be checked. Most important, however, is the possibility of getting a direct feedback from online surface settlement measurements to the shield driver, providing for a very helpful tool to supervise the success of the applied face support pressure.

4 APPLICATION RANGE OF SLURRY-SUPPORTED AND EPB-SHIELDS

Over the recent years the ranges of application of Slurry-supported- and EPB-shields have both been widely extended. Especially the EPB-shields, originally designed for soils with at least 30% of fines, due to the advances in soil conditioning have successfully been applied in coarse-grained soils.

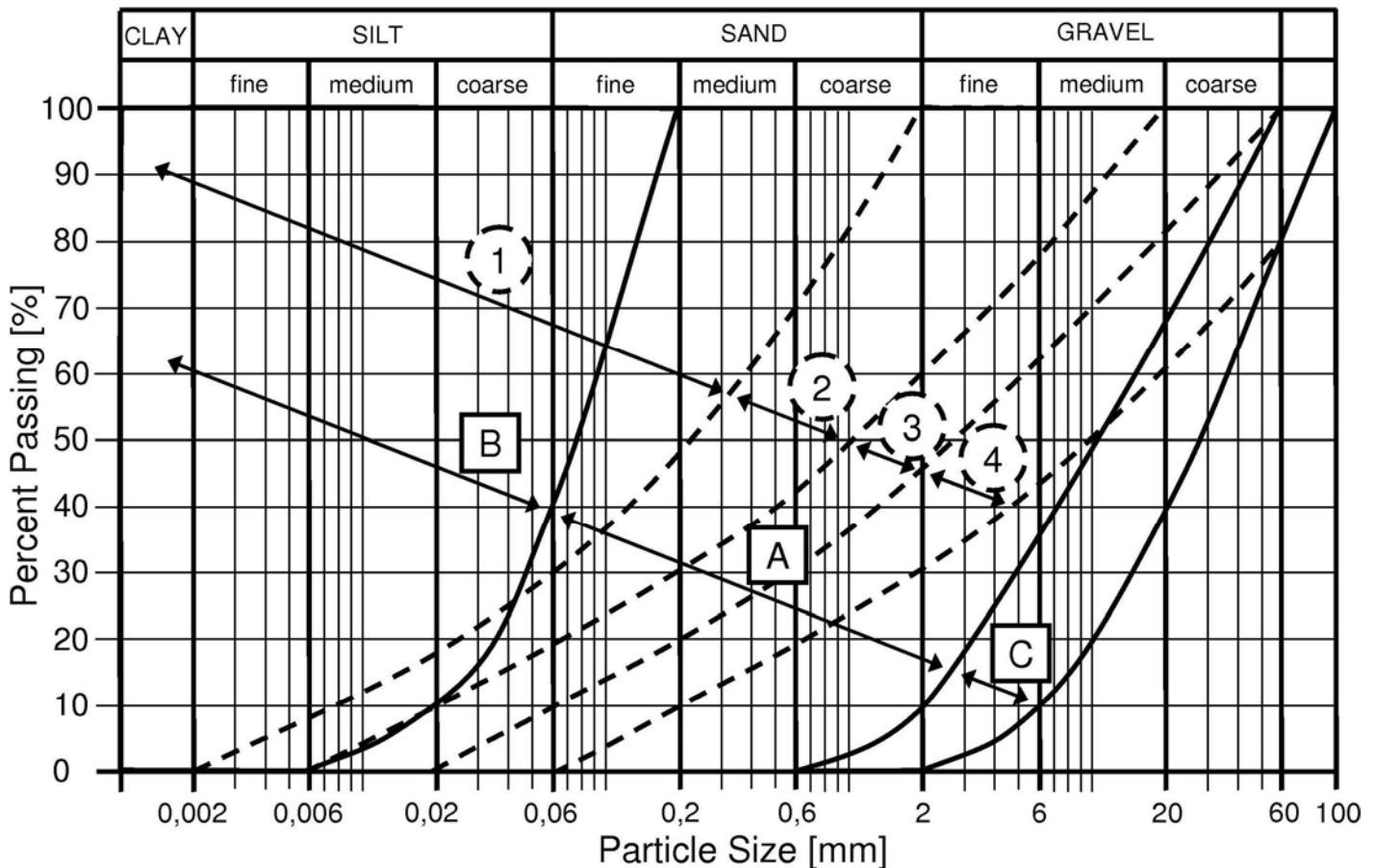


Figure 3. Application ranges of Slurry-supported- and EPB-shields

LEGEND: Application Ranges

EPB	①	Water for consistency, foam for stickiness
	②	Foam
	③	Foam + Polymers, water pressure < 2 bar
	④	Foam + Polymers + fines, no water pressure
Slurry-suppl.	A	Standard application + separation
	B	Anti-clogging-measures, high separation effort
	C	Face support difficult: suspension+fillers

Figure 3 comparatively shows the typical areas of grain size distribution for the application of both types, slurry-supported and EPB. These ranges of application seem to be widely overlapping. However, the use of either type of shield under increasingly challenging ground conditions may be linked to important additional requirements.

It should be noted that the grain size distribution of the governing soil layers alone is not the only decisive factor when choosing between the two systems. There may be other extremely important factors such as the presence of layers of hard rock or layers with a high content of boulders. Other factors could be surroundings that are extremely sensitive to settlements, accessibility for maintenance

Ad Figure 3. Legend for application ranges of Slurry-supported- and EPB-shields

Table 3. Advantages and disadvantages of slurry-supported and EPB shields

Criteria	Slurry-supported shield	EPB-shield
Settlement control	very precise, defined linear distribution of support pressure	less precise, fluctuation and nonlinear distribution of face support pressure
Boulders	less wear on disc cutters, stone crusher possible	higher wear on disc cutters, blocking of screw possible
Mixed face rock/soft	better control of face support and wear	higher risk of instability and wear
High fines content	high separation effort, danger of clogging	ideal for soil with high fines content
Coarse soil with groundwater	better face control, less wear, easier compressed air interventions	more wear, compressed air without extra measures not possible
High wear ground conditions	less wear	higher wear
Accessibility to face under adverse conditions	Faster emptying of chamber, compressed air easier, low temperature	longer preparation time, compressed air more difficult, higher temperature because of friction
Face control during long downtime	continuous uninterrupted face support	desegregation of foam and soil in excavation chamber
Gaseous ground	no exposition in the tunnel	exposition in the tunnel possible
Contaminated soil	no exposition in the tunnel, higher volume of muck for special treatment	exposition in tunnel, lesser volume of muck for special treatment
Disposal of muck	no direct disposal higher cost	direct disposal possible lower cost
Complexity of installation	more complex	less complex
Complexity of operation	more complex for additional slurry circuit	less complex in standard situation more complex with difficult conditioning + face support
Size of jobsite installation	larger for additional size of separation plant	smaller
Capital investment	higher	lower

at the tunnel face under high earth and water pressures, the possibility of compressed air face support in highly permeable ground, high water pressures in coarse ground, gaseous ground and the available possibilities for treatment and depositing of the muck.

In Table 3 comparison of advantages and disadvantages of both systems, slurry-supported and EPB, is given. It should be noted that in this connection the slurry-supported shield is understood to be built according to the hydro-shield principle, where the support pressure is finely controlled by using a compressed air reservoir.

According to Table 3, the advantages of the slurry-supported shield by and large are on the side risk-reducing factors, such as more precise face support control, better control of coarse ground, better wear control, easier face access and lower risk of settlements. On the other hand the advantages of the EPB-shield are on the side of economic factors. Especially the latter will in many cases make the EPB-shield the primary choice of the market. However, against the background of recent critical situations paired with long standstills of EPB-shields under extremely difficult ground conditions (i.e. mixed face conditions with combinations of hard rock, coarse sand and gravel, and high ground water pressure) it has become clear that a ground-related risk analysis is of particular importance to EPB-drives.

Additionally, in many cases it has proven to be important to associate a risk-analysis with a cost-analysis to overcome certain failure scenarios. This may lead to the insight that the initial cost benefit of an EPB-shield may be lost by more and longer standstills under adverse geological conditions. In situations where ground conditions are extremely difficult it is therefore advisable to perform such a risk analysis on the client's side, which if necessary could lead to a requirement for the use of a slurry-supported shield in the tender documents. Under difficult ground conditions the decision for the type of shield machine to be employed should not be entirely left up to the market, where economical pressure naturally causes a different perspective on the associated risks.

REFERENCES

- Thewes, M., Burger, W., 2005. Clogging of TBM drives in clay - identification and mitigation of risks. *Underground Space Use, Proceedings of the 2005 ITA World Tunnel Congress in Istanbul, Turkey, Balkema 2005*, pp. 737-742.
- Thewes, M., 2005. Geotechnical risks for tunnel drives with shield machines. *Proceedings of 2nd Summerschool on Rational Tunnelling*, University of Innsbruck, Institute of Geotechnical and Tunnel Engineering, pp. 239-268.
- Thewes, M., 2007. TBM Tunnelling Challenges - Redefining the State-of-the-Art. Keynote lecture at the 2007 ITA World Tunnel Congress, Prague, *Magazine Tunel*, Vol. 16, 2007, pp. 13-21.

Tam Cepheli Tünel Açma Makineleri'nin (TBM) Tarihsel Değerlendirmesi

Historical Evaluation of Full Face Tunnel Boring Machines (TBMs)

Sair Kahraman

Niğde Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Niğde

ÖZET Bu çalışmada, 1953 ve 1994 yılları arasında kullanılan 325 TBM' nin bazı tasarım parametrelerine ait veriler istatistiksel olarak değerlendirilmiştir. Makine çapının kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlık ile yıl gruplarına göre korelasyonları göstermektedir ki, bu tasarım parametreleri makine çapı arttıkça lineer olarak artmaktadır. Regresyon doğrularının eğiminin yıl artışlarına göre artması, belirli bir çap için son yıllarda üretilen makinelerin daha önceleri üretilenlerden daha güçlü ve ağır olduğunun bir göstergesidir. Tasarım parametrelerinin değerleri 1953' den günümüze hemen hemen ikiye katlanmıştır. Günümüz TBM' leri, yaklaşık olarak makine çapı başına 214 kW kesici kafa gücüne, 1785 kN baskıya, 276 kNm torka ve 50 ton ağırlığa sahiptir. Ekonomik nedenlerden dolayı, 2–7 m çapa sahip TBM' leri farklı kayaçlarda ve farklı projelerde uzun yıllar kullanılmaktadır.

ABSTRACT In this study, some of the design parameters of the TBMs were statistically evaluated using the data belonging to 325 individual machines used between 1953 and 1994. Machine diameter was correlated with the cutter head power, thrust, torque and weight for the year groups, respectively. The results indicate that cutter head power, thrust, torque, weight and number of cutters increase linearly with increasing machine diameter. The slope of the regression lines increases with increasing years, suggesting that the machines built in recent years are more powerful and weightier than the machines built in former times, for a given diameter. The values of design parameters have nearly doubled from 1953 up till today. Today's TBMs have average 214 kW cutter head power, 1785 kN thrust, 276 kNm torque and 50 ton weight per machine diameter. The TBMs having a diameter of between 2 and 7 m have been used in different rock types and different projects for long years because of the economical reasons.

1 GİRİŞ

Tam cepheli tünel açma makinelerinin (TBM) inşaat ve maden mühendisliği gibi uygulama alanlarında kullanımı yaklaşık son 30 yıldır kararlı bir şekilde artmaktadır. Bunun nedeni, TBM ile tünel açmanın, uygun kayaç şartlarında uzun tünellerin açılmasında en ekonomik yöntem olmasıdır. Kayaç şartlarının uygun olduğu durumlarda, TBM

yöntemi delme ve patlatma yöntemine göre 2–4 kat hızlı olabilmektedir (Barton 1999).

Günümüzde farklı amaçlı tünellerin açılmasında yaygın olarak kullanılan TBM yeraltı madenciliğinde de uygulama alanı bulmaktadır. Yeraltı madenciliğinde ilk TBM kullanımı 1957 yılında olmuştur (Handewith 1980). Donkien Morien Kömür Madeni (Kanada) ana nakliyat galerisi (Palmer vd., 1985), Arenberg Kömür Madeni (Fransa) ana

nakliyat galerisi (Blance 1985), Kiena Altın Madeni (Quebec) arama galerisi (Vanin 1987), Free State Geduld Altın Madeni (G.Afrika) ana nakliyat galerisi (Burgess ve Taylor 1981) ve Magma Bakır Madeni (San Manuel) ana nakliyat galerisi (Janzon 1993) TBM ile açılan galeri örnekleridir.

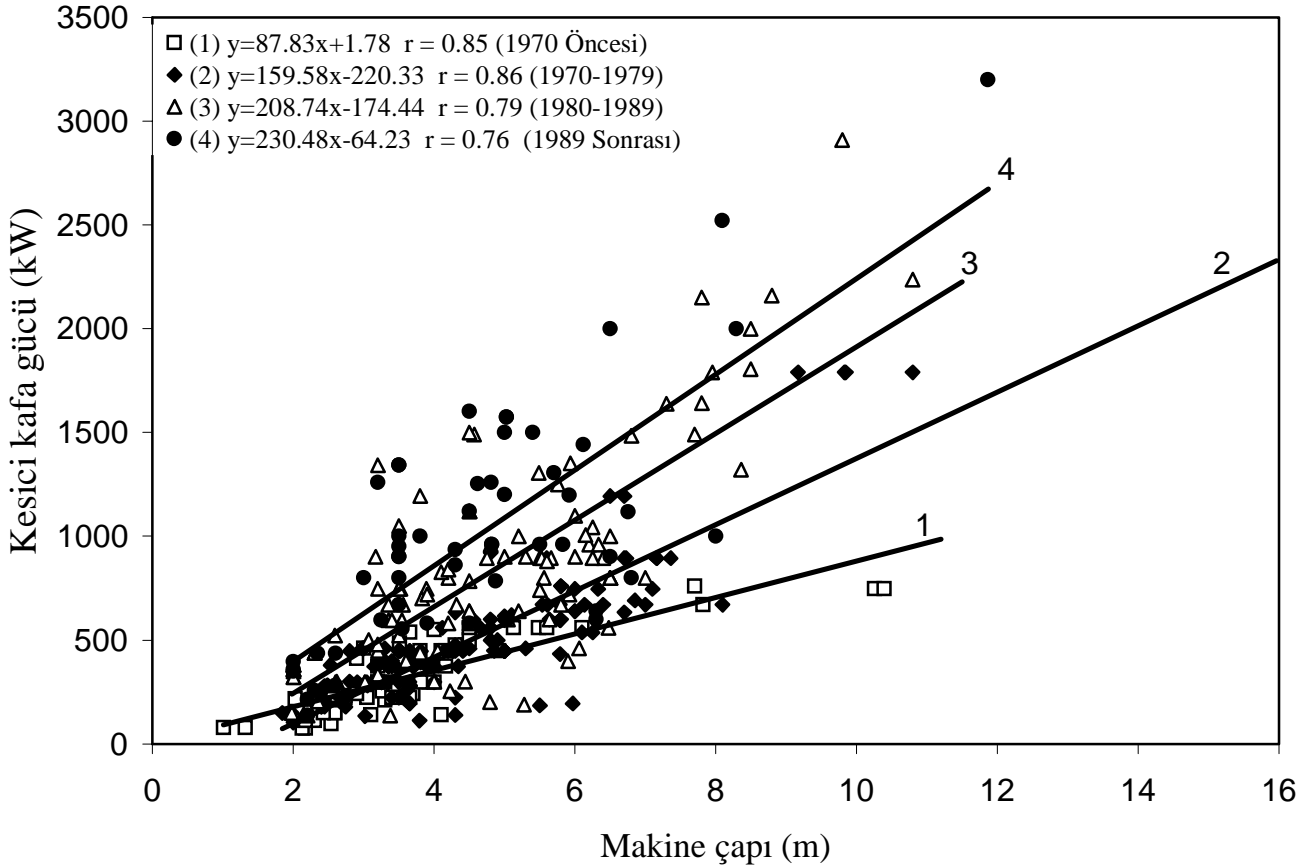
TBM performansını etkileyen en önemli parametreler, kayaç özellikleri, kayacın kütleli özellikleri, makinenin tasarım parametreleri ve operatörün tecrübesidir. Bu çalışmada, tasarım parametreleri tarihsel olarak değerlendirilmiştir.

2 TBM'LERİN BAZI TASARIM PARAMETRELERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

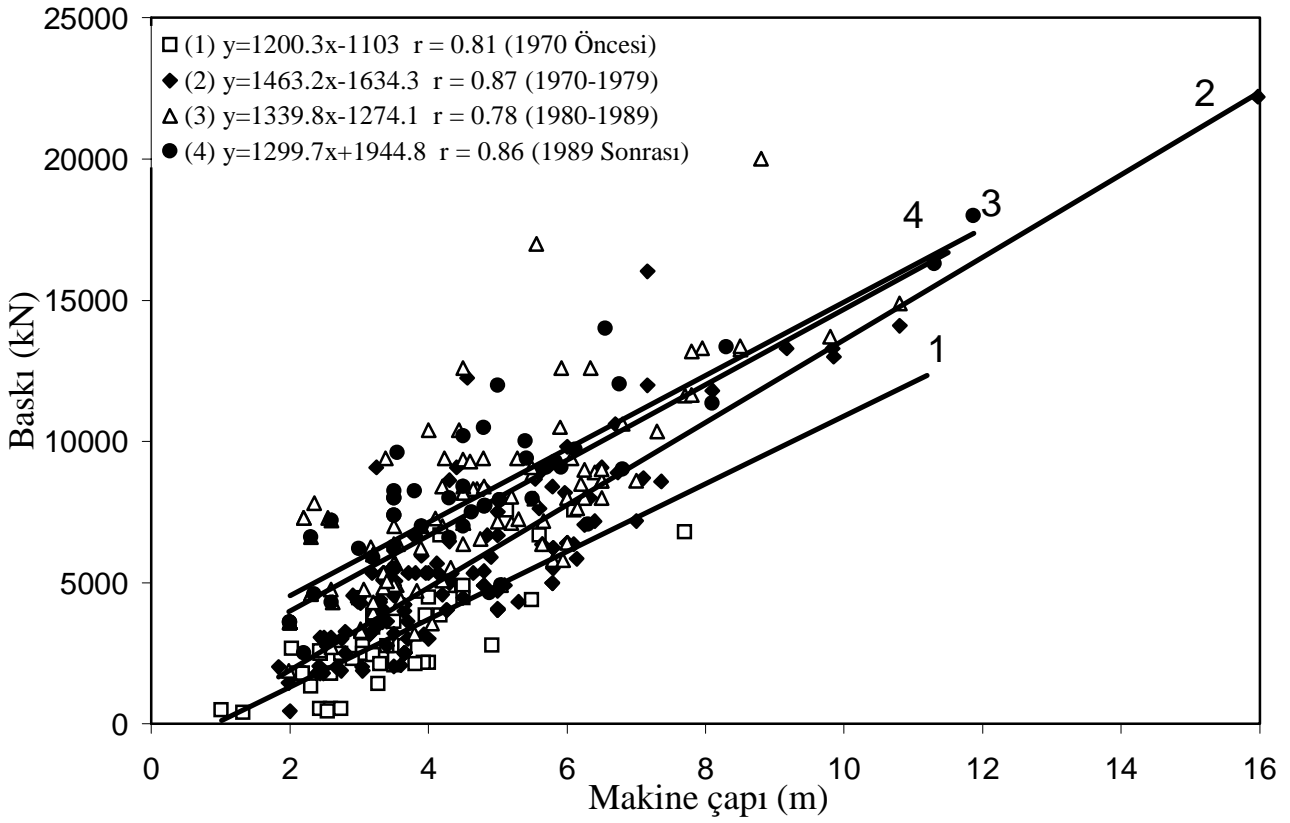
Değerlendirme, 1953–1994 yılları arasında kullanılan 325 TBM' in verileri (Stack 1995) yardımıyla yapılmıştır. Veriler 1970 öncesi, 1970–1979 arası, 1980–1989 arası ve 1989 sonrası olmak üzere dört gruba ayrılmıştır. Her grup için, kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlığın makine çapı ile değişimleri

korelasyon ve regresyon analiziyle incelenmiştir. Şekil 1 – 4'te verilen korelasyon grafiklerinden aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

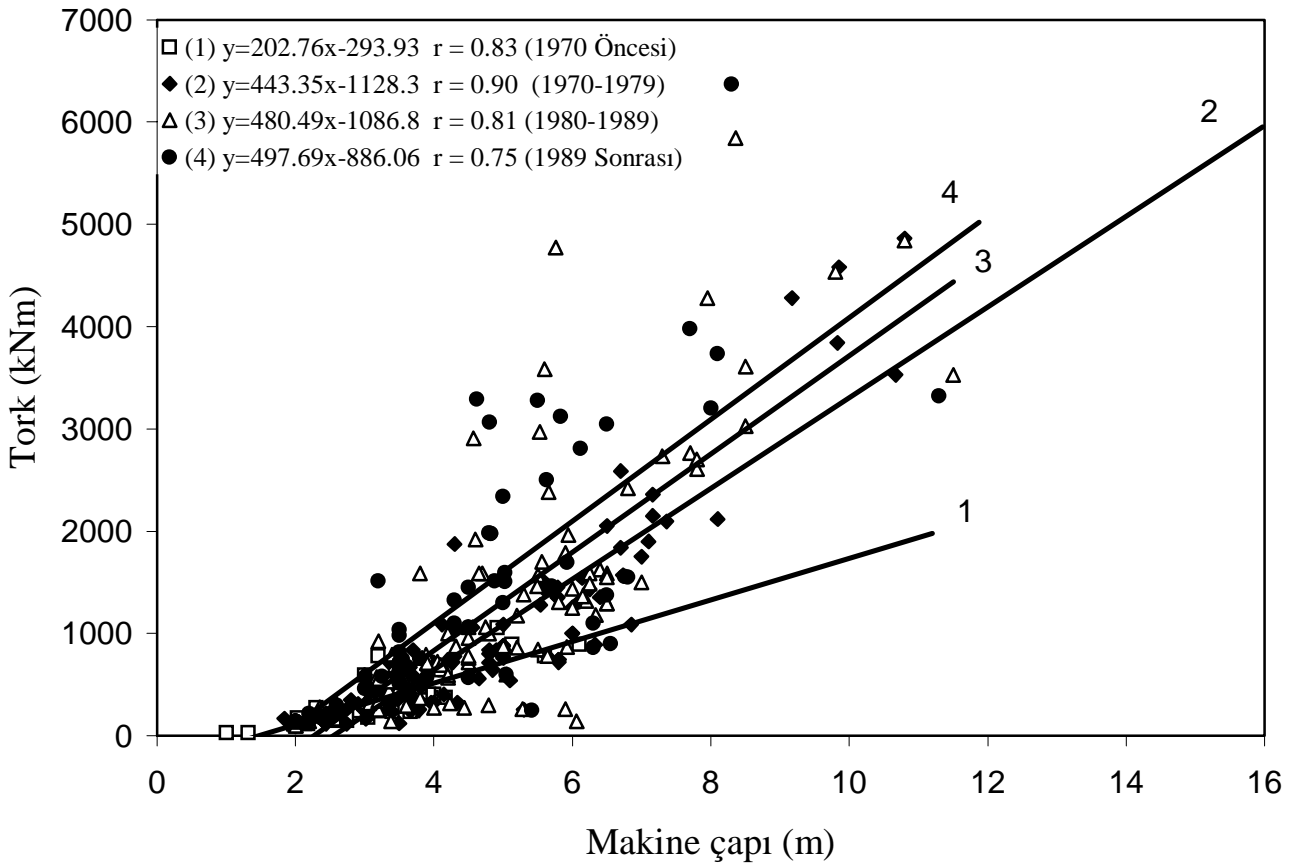
- Yıl gruplarına göre makine çapı ile tasarım parametreleri arasında iyi korelasyonlar bulunmuştur. Korelasyonlar istatistiksel bakımdan anlamlıdır (Kahraman 2007). Kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlık, artan makine çapı ile lineer olarak artmaktadır.
- Regresyon doğrularının eğimi yılların artışına paralel olarak artmaktadır. Bu, belirli bir çap için, son yıllarda üretilen makinelerin daha önce üretilen makinelerle göre daha güçlü ve ağır olduğu anlamına gelmektedir.
- 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama kesici kafa gücü 88 kW iken, bu değer 1990–1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 214 kW' a yükselmiştir. 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama baskı 924 kN iken, bu değer



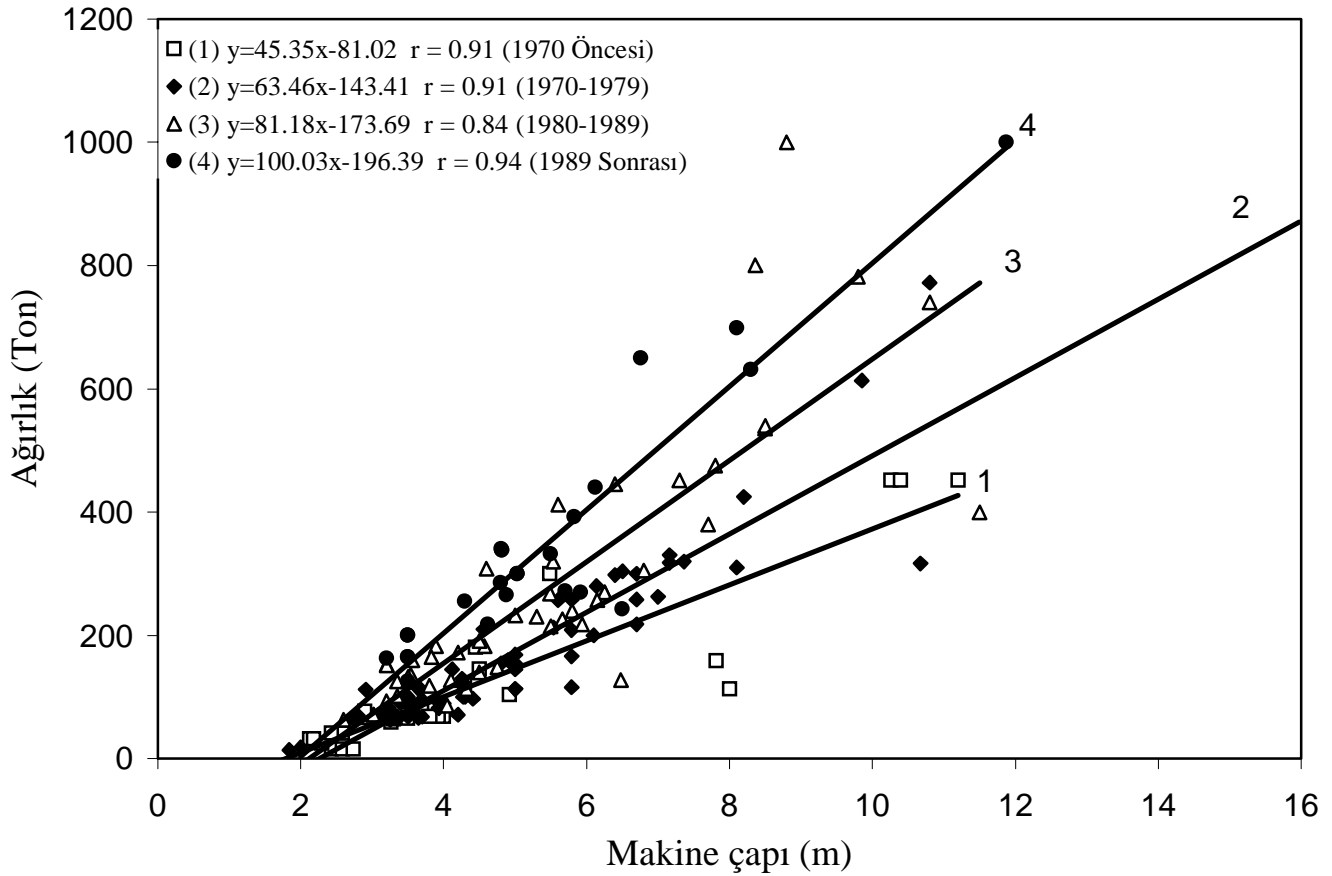
Şekil 1. Makine çapı–kesici kafa gücü ilişkisi.



Şekil 2. Makine çapı–baskı ilişkisi.



Şekil 3. Makine çapı–tork ilişkisi.

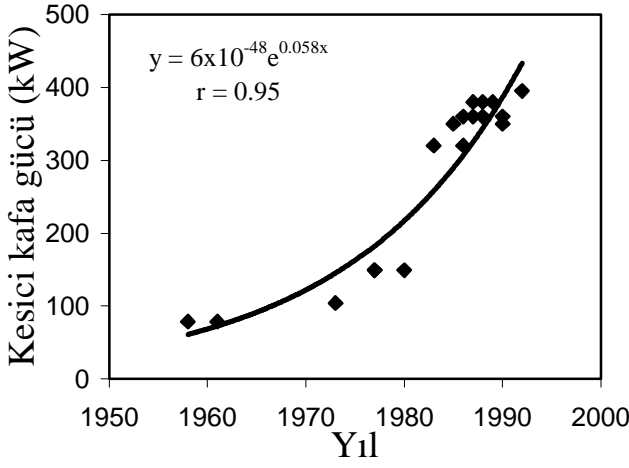


Şekil 4. Makine çapı–ağırlık ilişkisi.

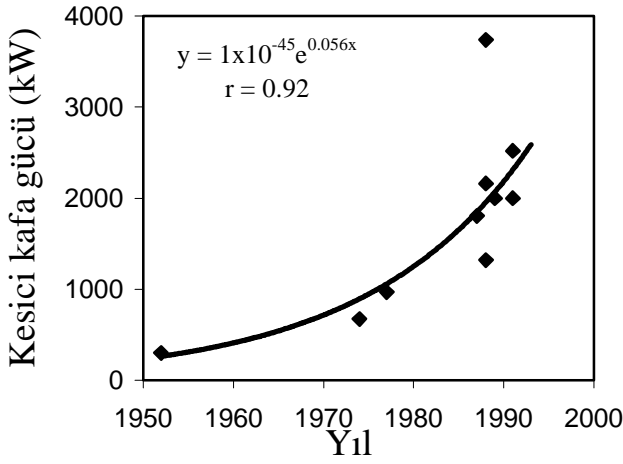
1990 – 1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 1785 kN’ a yükselmiştir. 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama tork 129 kNm iken, bu değer 1990–1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 276 kNm’ ye yükselmiştir. 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama ağırlık 25 ton iken, bu değer 1990–1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 50 ton’ a yükselmiştir.

- İncelenen TBM’ ler içerisinde 15.97 m’ ye kadar çapa sahip makineler olmasına rağmen, makinelerin çoğunluğu 2–7 m aralığında çapa sahiptir.
- Yıl gruplarına göre makine çapı ile tasarım parametreleri arasında iyi korelasyonlar bulunmasına rağmen 2–7 m çap aralığındaki verilerde bir dağınıklık görülmektedir. Bu dağınıklığın nedenini araştırmak amacıyla farklı makine çapı grupları için tasarım parametrelerinin yıllara göre değişimi incelenmiştir. 2 m’ den küçük ve 7 m’ den büyük çaplı

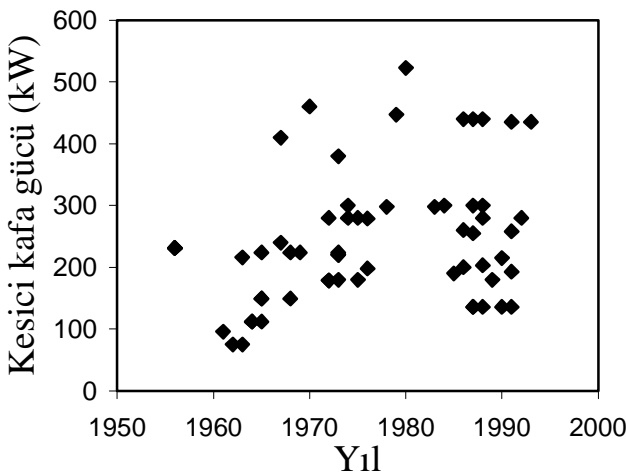
makineler için, tasarım parametreleri ile yıl artışları arasında kuvvetli korelasyonlar bulunmuştur (Şekil 5 ve 6). Ancak, 2–7 m aralığında çapa sahip makineler için, tasarım parametreleri ile yıl artışları arasında ya hiç korelasyon bulunamamış, ya da zayıf korelasyonlar bulunmuştur. Bu korelasyonlara bir örnek Şekil 7’ de verilmiştir. Diğer bir husus, 2–7 m çap aralığındaki bir makinenin oldukça farklı basınç direncine sahip kayalarda kullanılmış olmasıdır (Kahraman 2000). Her iki değerlendirmeden çıkarılabilecek sonuç şudur: 2–7 m aralığındaki tüneller inşaat ve maden mühendisliği uygulamalarında yaygın bir şekilde açılmaktadır. Ekonomik nedenlerden dolayı, küçük bazı değişikliklerle 2–7 m aralığında çapa sahip makineler farklı projelerde farklı dirence sahip kayalarda ve uzun yıllar kullanılmıştır. Örneğin, 1965 yılında üretilmiş olan 3.5 m çaplı Robbins 81-118 TBM 1991 yılına kadar basınç direnci 25 MPa’ dan 3000 MPa’ a kadar değişen kayalarda kullanılmıştır.



Şekil 5. 1–2 m çaplı makineler için kesici kafa gücü–yıl ilişkisi.



Şekil 6. 8–8,9 m çaplı makineler için kesici kafa gücü–yıl ilişkisi.



Şekil 7. 2–2,9 m çaplı makineler için kesici kafa gücü–yıl ilişkisi.

3 SONUÇLAR

1953 ile 1994 yılları arasında kullanılmış olan 325 TBM' nin yıl grupları göz önüne alınarak bazı tasarım parametrelerine ait verilerin istatistiksel olarak değerlendirilmesiyle aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlık, makine çapı arttıkça lineer olarak artmaktadır.
- Regresyon doğrularının eğimleri yıl artışlarına paralel olarak artmaktadır. Bu durum, belirli bir çap için son yıllarda üretilen makinelerin daha önceleri üretilenlerden daha güçlü ve daha ağır olduğunu ifade etmektedir.
- Genellikle tasarım parametrelerinin değerleri 1953' den günümüze hemen hemen iki kat artmıştır. Günümüz TBM' leri, yaklaşık olarak makine çapı başına 214 kW kesici kafa gücüne, 1785 kN baskıya, 276 kNm torqa ve 50 ton ağırlığa sahiptir.
- 2–7 m çapa sahip TBM' lerin kullanımı çok yaygındır. Bu makineler, ekonomik nedenlerden dolayı, farklı kayaçlarda ve farklı projelerde uzun yıllar kullanılmaktadır.

NOT

Bu bildiri kısmen “Kahraman, S., 2007. Historical review of TBM machine data, *CIM Bulletin/Magazine*, 100, No. 1099” adlı makaleden hazırlanmıştır.

KAYNAKLAR

- Barton, N., 1999. TBM performance estimation in rock using Q_{TBM} , *Tunnels and Tunnelling International*, 31, s.30-34.
- Blance, A., 1985. Use of a Bouygues Tunneling machine in the Bassin du Nord et du Pas-de-Calais coalfield, France, *Tunnelling'85*. The Institution of Mining and Metallurgy, s. 209-213.
- Burgess, H. and Taylor, J. G., 1981. Tunnel Boring in A Deep South African Gold Mine., *Trans. Inst. Min. Metall.*, April, Section A, s. A76-A81.
- Handewith, H.C., 1980. Mine applications of tunnel boring machines, *CIM Bulletin*, 73, s.23-27.
- Janzon, H., 1993. TBM for mine development, *Proceedings of the 2nd International Symposium*

- on Mine Mechanization and Automation*, Lulea, s. 173-181.
- Kahraman, S., 2000. Tam cepheli tnel açma makinelerinde (TBM) makine apı ile bazı tasarım parametreleri arasındaki ilişkilerin irdelenmesi, *Madencilik*, 39 (2), s.11-22.
- Kahraman, S., 2007. Historical review of TBM machine data, *CIM Bulletin/Magazine*, 100, No. 1099.
- Palmer, J.H.L., Lovat, R.P., and Marsh, J.C., 1985. Performance of a 7.6-m diameter full-face tunnel-boring machine designed for a Canadian coal mine, *Tunnelling'85*. The Institution of Mining and Metallurgy, s.203-208.
- Stack, B., 1995. *Encyclopaedia of Tunnelling, Mining and Drilling Equipment, Vol 2- Mining*. Muden Publishing Company, Hobart, Australia, 522 s.
- Vanin, D., 1987. The application of a tunnel boring machine for exploration drifting at Kiena Gold Mines Limited, Val d'Or, Quebec, *CIM Bulletin*, 80, s.33-38.

Kadıköy–Kartal Metro Tünellerinde Kullanılacak Tünel Açma Makinelerinin (TBM) Bazı Tasarım Parametrelerinin Kesme Deneyleri ile Belirlenmesi ve Performans Tahmini

The Determination of Some Design Parameters and Performance Prediction of Tunnel Boring Machines (TBM) Based on Rock Cutting Test in Kadıköy-Kartal Metro Tunnels

Nuh Bilgin, Hanifi Çopur, Cemal Balcı, Deniz Tumaç

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

Mustafa Akgül, Ali Yüksel

Anadoluray Ortak Girişimi, İstanbul

Ali Kahriman

İstanbul Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar-İstanbul

ÖZET Bu çalışmada, Kadıköy–Kartal metro tünellerinde kullanılacak tünel açma makinelerinin (TBM) bazı tasarım parametrelerinin, geçilecek formasyonlarından alınan kaya blokları üzerinde yapılan tam boyutlu kesme deneyleri ile belirlenmesi ve performans tahmini konu edilmektedir.

Metro hattı boyunca geçilecek dört farklı formasyonu temsil eden 1,0 x 0,5 x 0,7 m boyutlarında değişik blok numuneler alınmıştır. Alınan kaya numuneleri üzerinde laboratuarda tam boyutlu kazı seti kullanılarak, 13 inç (330 mm) çapında bir sabit kesit alanlı (CCS) diskle, değişik kesme derinliklerinde ve keskinler arası mesafede deneyler yaparak, disk baskı kuvvetleri, yuvarlanma kuvvetleri ve kWh/m³ cinsinden spesifik enerji değerleri bulunmuştur. Sonuçlar TBM seçimine ve optimum çalışma parametrelerinin tespitine ışık tutacak niteliktedir.

ABSTRACT This study is about the determination of some design parameters and performance prediction of tunnel boring machines (TBM) using full-scale rock cutting test in the main rock formations encountered in Kadıköy-Kartal Metro Tunnels.

The rock samples having minimum sizes of 1.0 x 0.5 x 0.7 m are obtained from four different formations along the tunnel line. The rock samples are subjected to full scale laboratory cutting tests with different depth of cut and cutter spacing values using a 13 inches (330 mm) CCS disc cutter. Cutter forces, i.e., thrust force, rolling force, and specific energy values in kWh/m³ are recorded for each cut. It is believed that the results will serve a guide for efficient selection and use of TBMs.

1 GİRİŞ

İnşaat ve madencilik işlerinde tam cepheli tünel açma makinelerinin kullanımı son 30 yılda dikkat çekici şekilde hızla artmıştır. Madencilik endüstrisinde bu tür makinelerin kullanımı, ilk yatırım maliyetinin yüksekliği, sadece dairesel kazı yapabilmesi, kazı kesitinin büyük oluşu, açılan yatay galeri uzunluklarının kısa oluşu vd. nedenlerden dolayı sınırlı kalmıştır. Dünyada birkaç başarılı uygulaması daha çok cevhere ulaşmak için açılan yatay galerilerin ve ana nakliye yollarının kazısında olmuştur. Cevher

üretimi dışında, özellikle uzun yatay galerilerin açılmasında TBM, klasik tünel açma yöntemlerine kıyasla hala avantajını sürdürmektedir.

TBM'lerin kullanımı daha çok inşaat sektöründe kendini göstermiştir. Özellikle kara ve demir yolu tünelleri, metro, kanalizasyon tünelleri gibi birçok alanda uygulama alanı bulmuş ve klasik yöntem olan delme-patlatma yönteminin yerini almaya başlamıştır.

Hızlı, ekonomik ve verimli tünel ve galeri açmanın en temel unsuru; tünel açma

makinelerinin bilinçli seçilmesi ve kullanımı olduğu artık herkes tarafından kabul edilmektedir. Tünel açma makinelerinin seçimi ve performans tahmini, mekanize tünel açma işinin en önemli konularından biridir. Geçmişteki örneklerden de görüldüğü gibi ihale öncesi yapılan sondaj çalışmaları ve hazırlanan jeoteknik raporlar yeterli değilse makine seçimi ve hatalı performans tahminleri müteahhit ve işvereni hukuksal yönden karşı karşıya getirmektedir.

Bu bildiriye, Kadıköy – Kartal Metro hattında geçilecek dört farklı kayaç formasyonlarından alınan kaya blokları üzerinde yapılan tam boyutlu kesme deneyleri yardımı ile kullanılacak tünel açma makinelerinin bazı tasarım parametreleri ve performans tahmini konu edilmektedir.

Kadıköy-Kartal metro hattı, Kadıköy Rıhtım Caddesi'nden başlamakta, İbrahimağa'dan geçmekte ve Koşuyolu Köprüsü'nden sonra E-5'in altından devam etmektedir. Projede 16 istasyon bulunmaktadır. Metro hattı güzergâhı Şekil 1'de görülmektedir.



Şekil 1. Kadıköy-Kartal metro hattının güzergâhı.

Metro hattı boyunca geçilecek kaya birimlerini temsil eden 1 x 0,5 x 0,7 m boyutlarında değişik blok numuneler alınmıştır. Açılacak tünellerin % 29,9'u Kartal Formasyonu'ndan (kireçtaşı), % 29,7'si Kurtköy Formasyonu'ndan (arkoz) ve % 17,5'i Dolayoba Formasyonu'ndan (kireçtaşı), % 13,6'sı ardışıklı kumtaşı ve siltaşından oluşan (grovak) Trakya

Formasyonu'ndan geçmektedir (Yüksel vd, 2005).

Kurtköy Formasyonu'nu temsil eden iki arkoz (konglomera) numunesi tünel güzergâhı boyunca açılan shaft'tan, Kartal Formasyonu'nu temsil eden iki numune Hasan Paşa Geçidi için açılmakta olan bir yarmadan, Dolayoba Formasyonu'nu temsil eden diğer bir kireçtaşı numunesi ise Kartal Taş Ocağından, Siltaşı numunesi ise, S2 shaftının yaklaşım tüneline alınmıştır. Dört formasyonu temsil eden kayaç kütlelerinin dayanımlarını karşılaştırmak için ise arazide L ve N tipi Schmidt çekiçleri ile deneyler yapılmıştır. Ayrıca kesme deneylerine başlanmadan önce her kayaç numunesinden alınan karotlar üzerinde standart kaya mekaniği deneyleri yapılmış ve bu değerler formasyonları temsil eden numuneler üzerinde daha önce yapılan mekanik deneylerle karşılaştırılmıştır.

Alınan kaya numuneleri üzerinde laboratuarda tam boyutlu kazı seti kullanılarak, 13 inç çapında bir sabit kesit alanlı (CCS) diskle, değişik kesme derinliklerinde ve kesimler arası mesafede deneyler yaparak, disk baskı kuvvetleri, yuvarlanma kuvvetleri ve kWh/m³ cinsinden spesifik enerji değerleri bulunmuştur.

2 NUMUNELERİN FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Tam boyutlu kesme deneyine tabi tutulacak numunelerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin tespiti için bir takım standart kaya mekaniği deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneyler kesme deneylerinde kullanılan blok numunelerden alınan NX karotlar üzerinde yapılmıştır. Sonuçlar Çizelge 1'de verilmiştir.

3 TAM BOYUTLU KESME DENEYLERİ

3.1 Tam Boyutlu Kesme Deney Setinin Tanıtılması

Tam boyutlu kesme deney seti Şekil 2'de görülmektedir ve İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü'nde, NATO-TU projesi çerçevesinde kurulmuştur.

Çizelge 1. Numunelerin fiziksel ve mekanik özellikleri

Fiziksel ve Mekanik Özellikler	Kurtköy Formasyonu (Arkoz)	Kartal Formasyonu (Kireçtaşı)	Doloyaba Formasyonu (Kireçtaşı)	Trakya Formasyonu (Silttaşı)
Tek eksenli basınç dayanımı (MPa \pm SD)	34,1 \pm 10,3	65,6 \pm 6,7	119,9 \pm 19	82,6 \pm 8,6
Çekme dayanımı (MPa \pm SD)	4,2 \pm 0,8	7,4 \pm 2,0	7,5 \pm 1,7	5,4 \pm 2,3
Statik Poisson oranı	0,26	0,35	0,36	-
Statik elastisite modül (GPa \pm SD)	6,4 \pm 1,5	12,6	15,5 \pm 0,9	-
Dinamik elastisite modül (GPa \pm SD)	70,1 \pm 12,0	77,3 \pm 2,0	100,0 \pm 15,7	88,7 \pm 4,2
Cerchar aşındırıcılık indeksi	2,0	1,5	1,5	1,0
Schmidt çekici (N-24 \pm SD)	39,0 \pm 5	40,0	57,0 \pm 3	-
Yoğunluk (gr/cm ³)	2,68	2,62	2,70	2,70

Deney setinde 0,7 x 0,7 x 1,0 m boyutlarına kadar kaya blokları test edilebilmektedir. Strain gauge'lerle donatılmış, özel yapım bir alüminyum dinamometre yardımı ile 50 ton'a kadar keski kuvvetleri ölçülebilmektedir. Veri alma sistemi ile her bir saniyede 2.000 veri alınabilmekte, böylelikle kayacın kırılma mekanizması detaylı olarak incelenebilmektedir. Hidrolik silindirler vasıtasıyla kaya bloğunu yatay ve keski tutucu düzeneği dikey olarak hareket ettirebilmekte, böylelikle keski arası mesafe ve kesme derinliği istenilen değere ayarlanabilmektedir (Bilgin Vd, 1999).

Tam boyutlu kaya kesme deneylerinde aşağıdaki parametreler tünel açma makinesinin performansını tahmin etmek amacı ile bulunmuştur. Ayrıca, bu parametreler Şekil 3'de disk keski tasarım parametreleri görsel olarak belirtilmiştir.

s : Keski arası mesafe

d : Kesme derinliği

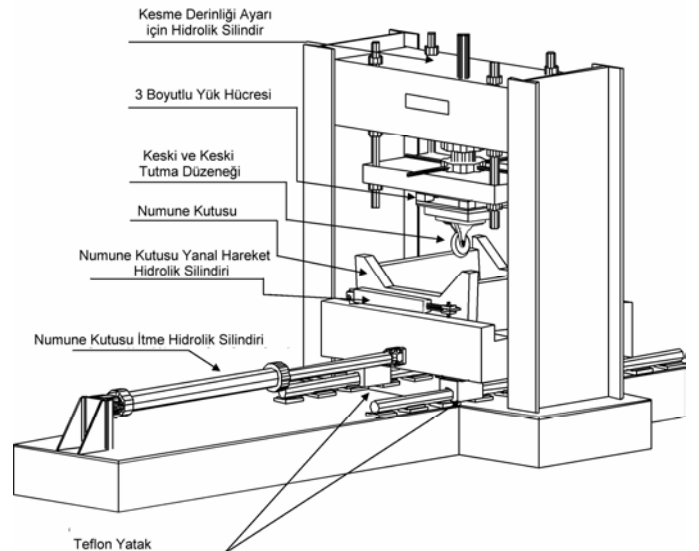
FR : Ortalama yuvarlanma kuvveti

FN : Ortalama baskı (normal) kuvveti

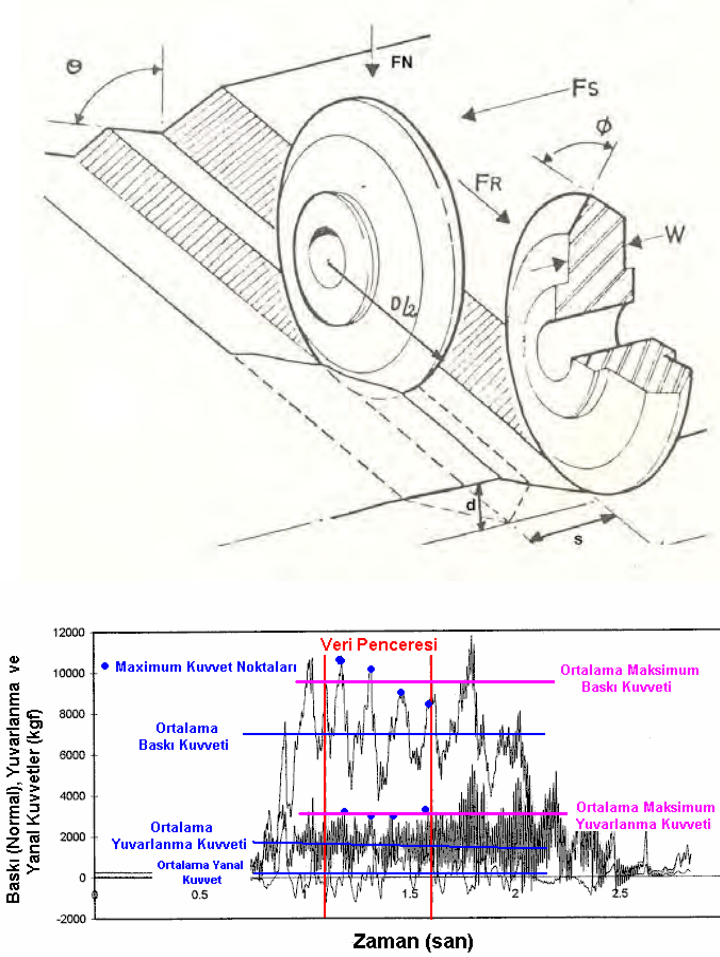
FR' : Maksimum yuvarlanma kuvveti

FN' : Maksimum normal kuvvet

SE : Spesifik enerji



Şekil 2. Tam boyutlu kazı setinin genel ve şematik görünümü

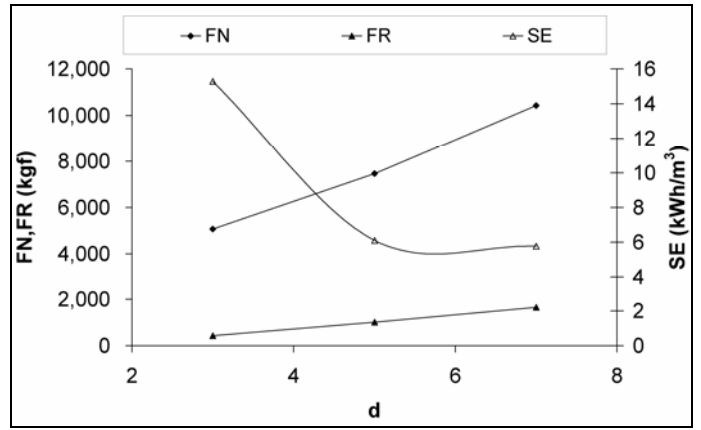


Şekil 3. Disk keski tasarım parametreleri

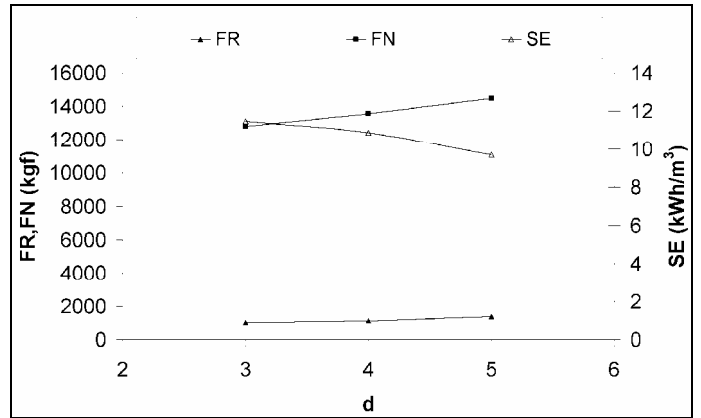
3.2 Deney Yöntemi ve Deney Sonuçları

Deneyler için 1,2 cm uç genişliğinde ve 13 inç çapında sabit kesit alanlı bir disk keski kullanılmıştır. 7 ve 8 cm diskler arası mesafede, kesme derinliği değiştirilerek bir deney programı oluşturulmuştur. Tünel aynasındaki gerçek duruma benzer bir yüzey oluşturmak için, deney öncesi kayaç yüzeyi disk keskiyle defalarca kesilerek yüzey deneye hazırlanmıştır.

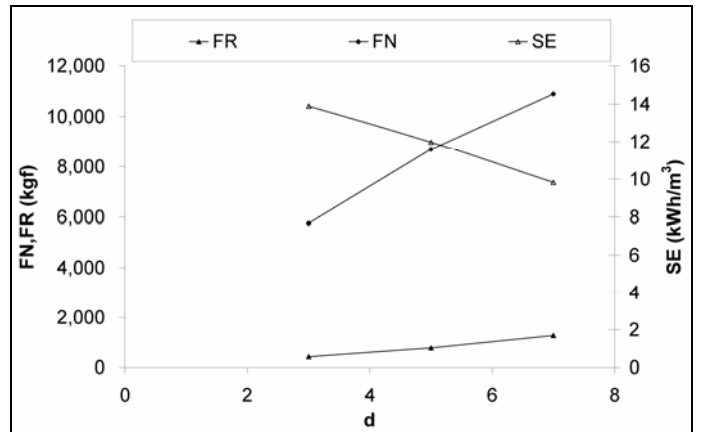
Etkileşimsiz (yardımsız) kesme deney sonuçları Şekil 4, 5, 6 ve 7’de, etkileşimli (yardımlı) kesme deney sonuçları ise Şekil 8, 9,10 ve 11’de özet olarak verilmiştir. Bu şekillerden de anlaşılacağı gibi Kurtköy Formasyonu (Arkoz numunesi) için 5,6 kWh/m³ değerindeki optimum spesifik enerji s/d=13 oranında; Kartal Formasyonu için 4,0 kWh/m³ değerindeki optimum spesifik enerji s/d=10 oranında ve Dolayoba Formasyonu için 7,1 kWh/m³ değerindeki optimum spesifik enerji s/d=23 oranında elde edilmiştir.



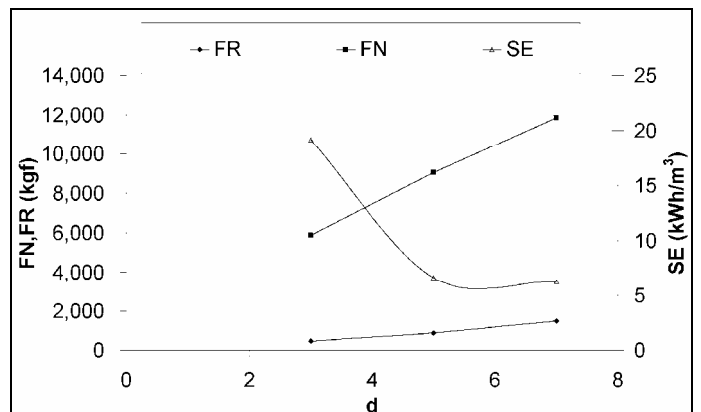
Şekil 4. Kurtköy Formasyonu (Arkoz) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



Şekil 5. Dolayoba Formasyonu (Kireçtaşı) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri

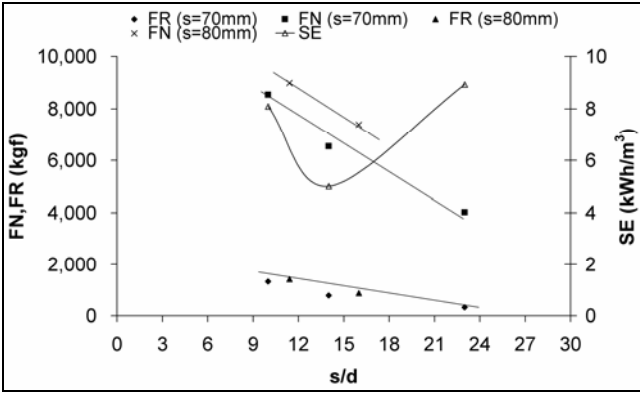


Şekil 6. Kartal Formasyonu (Kireçtaşı) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri

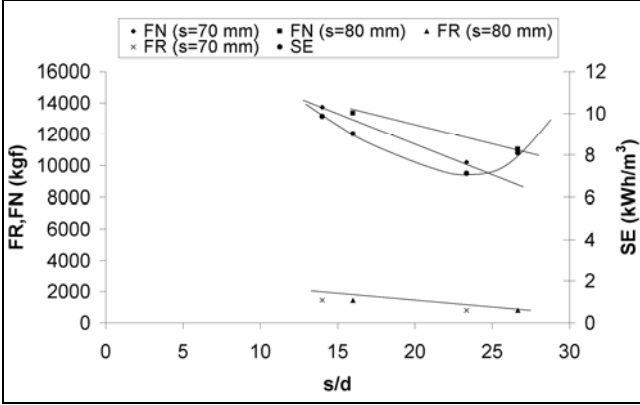


Şekil 7. Trakya Formasyonu (Silttaşı) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri

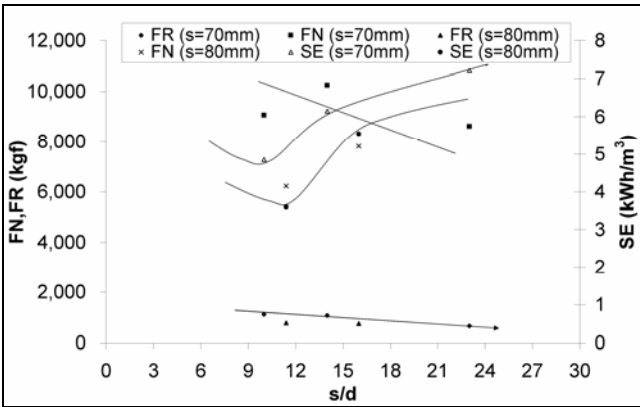
Trakya Formasyonu (Silttaşı) için ise 6,73 kWh/m³ değerindeki optimum spesifik enerji değeri $s/d = 11,4$ oranında elde edilmiştir. Bu sonuçlar sabit kesit alanlı disklerle optimum spesifik enerji değerlerinin $s/d=10-25$ arasındaki oranlarda elde edildiğine dair önceki verileri doğrulamaktadır (Şek. 12) (Bilgin vd, 2006).



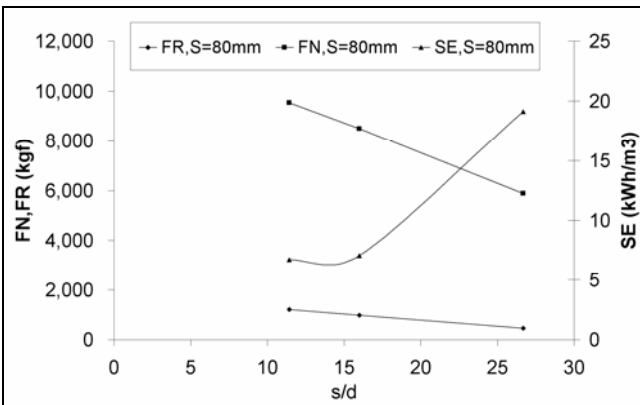
Şekil 8. Kurtköy Formasyonu (Arkoz) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



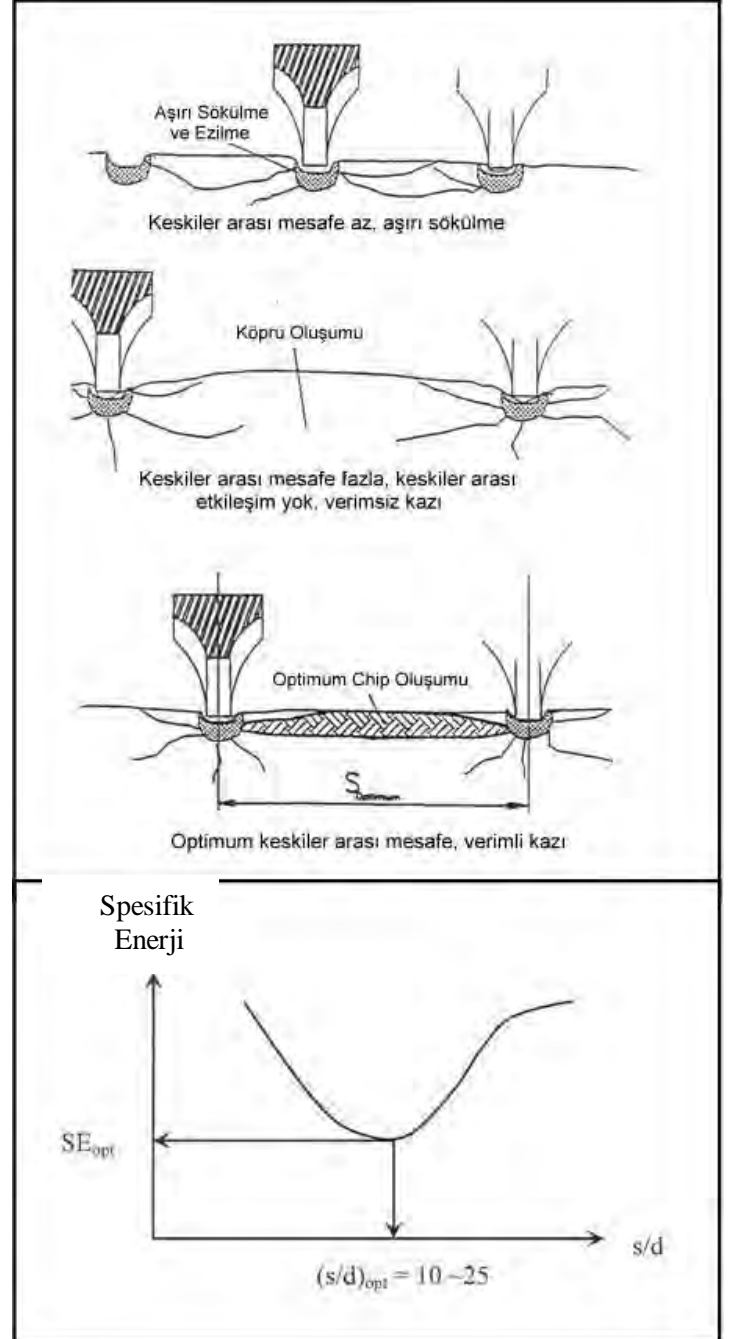
Şekil 9. Dolayoba Formasyonu (Kireçtaşı) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



Şekil 10. Kartal Formasyonu (Kireçtaşı) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



Şekil 11. Trakya Formasyonu (Silttaşı) yardımcı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



Şekil 12. Kesme derinliği ve keski arası mesafenin sabit kesitli diskde oluşan spesifik enerjiye etkisi

4 TBM TASARIM PARAMETRELERİ VE PERFORMANS TAHMİNİ

4.1 Keskiler Arası Mesafe ve Keski Sayısı

Birim hacimdeki kayayı belirli bir kesme derinliğinde kesebilmek için harcanan enerjiler karşılaştırıldığında, her bir kaya için optimum bir keski arası mesafe olduğu belirlenmiştir. Keski arası optimum mesafeyi esas olarak formasyonun yapısı etkilemektedir. Oluşan küçük kırıntılar/kesintiler birim hacimdeki kayayı kesmek için daha çok spesifik enerji sarfiyatına sebep olur ve kazı işinin ekonomikliğini azaltır. Büyük boyutlu kesintilerin elde edilebilmesi için kesici kafa parametrelerinin optimize edilmesi gerekmektedir.

Optimum kırıntı boyutuna ulaşmak için gereken ortalama keski arası mesafe, kayaç özelliklerine göre değişmekte ancak, kesici kafanın çapı ile kafada yerleştirilecek olan keski adedinin doğrusal olarak arttığı bilinmektedir. Bir TBM'in ne kadar keskiye gereksinimi olduğu aşağıdaki Eşitlik 1 ile hesaplanabilir.

$$N_c = \frac{D_{TBM}}{2.S} + N_{köşe} \quad (1)$$

Burada,

D_{TBM} : Kesici kafanın çapı (mm)

S : Optimum kesinti boyutuna ulaşmak için ortalama keski arası mesafe (mm)

$N_{köşe}$: Kafadaki köşe keski sayısı (5–10)

4.2 Kesici Kafa Dönüş Hızı (Devir, RPM)

Disk keski yataklarının ve yatak tutucularının kapasiteleri kafanın çevresel dönüş hızını belirlemektedir. Disk keski üreticileri tarafından önerilen köşe keski dönüş hızları disk keski çapına dayanmaktadır. Örneğin; bugünün disk keski teknolojileri ile 432 mm'lik bir keski için tavsiye edilen maksimum köşe keski hızı 152 m/dak' dır. Bu bilgi göz önüne alındığında bir kesici kafanın dakikadaki devir sayısı (RPM), bir kesici kafanın çapı ve tavsiye edilen disk keski hızının bir fonksiyonu olarak Eşitlik 2'deki gibi hesaplanır.

$$RPM = \frac{V}{\pi.D_{TBM}} \quad (2)$$

Burada,

V : Kabul edilebilir disk keski hızı (m/dak)

D_{TBM} : Kesici kafanın çapı (m)

4.3 Kesici Kafa Gücü ve Tork Gereksinimi

Kesici kafaya monte edilmiş olan bütün keski kazı işlemine karşı göstermiş oldukları direnç, gerekli olan torkun ve makine gücünün belirlenmesini sağlar. Kesici kafanın arkasına yerleştirilen elektrik veya hidromekanik motorları yardımıyla da kesici kafanın hareketi sağlanır.

Torku veya gücü hesaplarken kullanılan bağıntı, kaya formasyonunun, disk keskinin ve kesici kafa çapının bir fonksiyonudur. Sert kaya formasyonlarında kullanılan TBM'lerin tork gereksinimleri Eşitlik 3 ile basit ve güvenilir olarak hesaplanabilir. (Bilgin vd, 1999).

$$T = \frac{N_c.F_R.D_{TBM} \cdot (0,54).f_L}{2} \quad (3)$$

Burada,

N_c : Toplam disk keski sayısı

F_R : Keski başına ortalama yuvarlanma kuvveti (kN)

D_{TBM} : Kesici kafa çapı (m)

0,54 : Ortalama kuvvet moment kolu

f_L : Sürtünme kayıpları

Gerekli olan tork ve devir bilindiği takdirde, gerekli olan makine gücü de Eşitlik 4 ile hesaplanabilir.

$$P = 2.\pi.RPM.T \quad (4)$$

Burada,

P : Makine gücü (kW)

T : Tork (kNm)

RPM : Kesici kafanın bir dakikadaki dönüş hızı.

4.4 İtme Kuvveti Gereksinimi

Eşitlik 5, sert kaya formasyonlarında kullanılan TBM'lerin toplam itme kuvveti (FT) gereksinimlerinin hesaplanabilmesi için kullanılmaktadır.

$$FT = N_c.F_N.f_L \quad (5)$$

Burada,

N_c : Toplam disk sayısı

F_N : Keski başına ortalama itme kuvveti (kN)

f_L : Sürtünme kayıpları

4.5 Kesme Deneyi Sonuçlarının Kartal Formasyonu (Kireçtaşı) İçin İrdelenmesi

Kullanılacak TBM kesici kafa çapı (D_{TBM}) 6,57 m olarak alınırsa toplam keski sayısı 44 olarak bulunur. 330 mm'lik keski için tavsiye edilen köşe keski hızı 120 m/dak olarak alınırsa kesici kafa dönüş hızı, $N = 6$ devir/dak. olarak bulunur.

• TBM'in kesici kafasının bir dönüşü için kesme derinliğinin hesaplanması;

Optimum $\frac{s}{d} = 10$, $s = 80$ mm için optimum d

$$= \frac{80}{10} ; d = 8 \text{ mm olarak bulunur.}$$

• $s/d = 10$, $s = 80$ mm ve 13 inç çaplı sabit alanlı bir disk keski için Şekil 10'dan optimum baskı kuvveti 6.500 kgf bulunur. Genel bir kaide olarak her 1 inç çap için baskı kuvveti %5 artmaktadır. 17 inç çapında disk keski için optimum ortalama baskı kuvveti 7.800 kgf, ortalama pik (maksimum) baskı kuvveti $F_N' = 7.800 \times 2 = 15.600$ kgf olacaktır. Eğer % 20 sürtünme kayıpları gözönüne alınırsa :

TBM'in ortalama aynaya itme kuvveti;

$$\sum_{n=1}^{n=44} F_N = 44 \times 7.800 \times 1,2 = 411.840 \text{ kgf} = 412 \text{ t.}$$

TBM'in pik (maksimum) aynaya itme kuvveti;

$$\sum_{n=1}^{n=44} F_N' = 44 \times 15.600 \times 1,2 = 82.360 \text{ kgf} = 824 \text{ t.}$$

• Optimum şartlarda TBM'in tork gereksinimi;

$$T = \sum_{n=1}^{n=44} F_R \times \frac{D_{TBM}}{4} \times 1,2 \text{ , (sürtünme kayıpları}$$

gözönüne alındığında)

Şekil 10'dan, $s/d = 10$ ve 13 inç çaplı sabit kesit alanlı disk için $F_R = 750$ kgf bulunur. 17 inç çapındaki disk keski için F_R kuvveti %20 artacaktır. 17 inç çapındaki disk keski için $F_R = 750 \times 1,2 = 900$ kgf.

$$T = \sum_{n=1}^{n=44} 900 \times \frac{6,2}{4} \times 1,2 \text{ kgm (sürtünme dahil)}$$

$$T = 73.656 \text{ kgm}$$

$$T = 737 \text{ kNm}$$

• Optimum şartlarda TBM'in harcayacağı kesme gücü gereksinimi;

$$P = 2 \cdot \pi \cdot N \cdot T$$

$$P = \frac{2\pi \times 6 \times 737}{60} \text{ kW}; P = 463 \text{ kW}$$

• % 60 verimlilikle TBM'in toplam kesici kafa gücü;

$$P = \frac{463}{0,6} \text{ kW}; P = 771 \text{ kW}$$

• Günlük ilerleme hızının tespiti;

Saatteki net kazı miktarı aşağıdaki Eşitlik 6'daki gibi hesap edilebilir.

$$ICR = k \cdot \frac{P}{SE} \quad (6)$$

Bu bağıntıda :

$ICR = \text{Net kazı hızı, m}^3/\text{h.}$

$P = \text{Optimum şartlarda TBM'in harcayacağı kesme gücü, kW.}$

$k = \text{Kesici kafa ile ayna arasındaki enerji transfer katsayısı, genellikle TBM'ler için 0,8 (Rostami vd, 1994).}$

$SE = \text{Optimum spesifik enerji, kWh/m}^3.$

$$ICR = 0,8 \cdot \frac{463 \text{ kW}}{4,0 \text{ kWh/m}^3}$$

$$ICR = 93 \text{ m}^3/\text{h.}$$

Makine faydalanma oranı % 40 ve 2×10 h'lik günlük çalışma süresi alındığında;

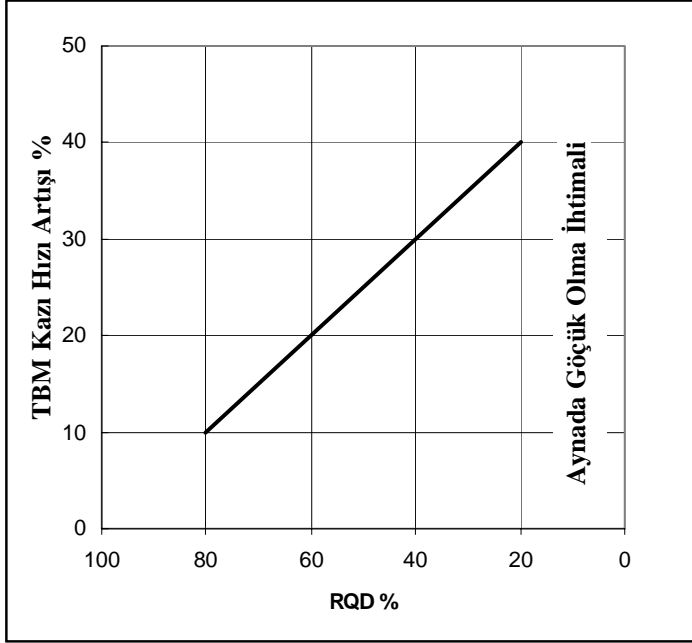
Günlük ilerleme hızı

$$= \frac{93 \text{ (m}^3/\text{h)} \times 2 \times 10 \text{ saat/gün} \times 0,4}{\left(\frac{\pi \times 6,2^2}{4} \text{ m}^2\right)} = 24,7$$

Kurtköy Formasyonu için günlük ilerleme hızı = 25 m/gün bulunur.

• Jeolojik süreksizliklerin günlük ilerleme üzerindeki etkisi:

Yukarıda belirtilen 25 m/gün'lük ilerleme RQD'si %80'den büyük olan masif kayalar için geçerlidir, diğer değerler için Şekil 13'deki düzeltme faktörleri göz önüne alınmalıdır. Kurtköy Formasyonunun ortalama RQD'si %40'tır.



Şekil 13. TBM kazı hızının RQD ile değişimi (Dollinger G, 2002, uyarlanmıştır)

Kurtköy Formasyonunda TBM'in düzeltilmiş ilerleme hızı $25 \times 1,3 = 33$ m/gün. Bu değer TBM'den faydalanma oranı %40 ve günlük 2×10 h'lik çalışma süresi için geçerlidir.

5 LABORATUVAR SONUÇLARI İLE TBM'DEN ALINAN İLK PERFORMANS DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Kozyatağı-Kadıköy Metro Tüneli'nde TBM ilk olarak 14 Ağustos 2007 tarihinde çalışmaya başlamış ve bugüne kadar deneme çalışmaları devam etmiştir. Çizelge 2'de 13.09.2007 tarihine kadar Kartal Formasyonu'nda alınan sonuçlarla laboratuvar deney sonuçları karşılaştırılmış ve bazı öneriler getirilmiştir.

Çizelge 2. TBM ortalama performans değerleri ile laboratuvar sonuçlarının karşılaştırılması

Laboratuvar Sonuçları	TBM Performans Değerleri
Optimum çalışma şartlarında öngörülen net ilerleme hızı: 93 m ³ /h	Deneme şartlarında, 2,5 devir/dakika hızda, 57,5 m ³ /h net ilerleme hızı elde edilmiştir. TBM 4 (devir/dakika'da çalıştırıldığında) 92 m ³ /h kazı hızı elde edilecektir. TBM'de keskinler arası mesafe 10 cm'dir.
Optimum spesifik enerji $SE = \frac{s}{d} = 10$ 'da elde edilmiştir.	Elde edilen ortalama kesme derinliği 11mm bulunmuştur. $\frac{s}{d} = \frac{100}{11} \cong 9$
Optimum şartlar için önerilen toplam aynaya itme kuvveti 8240 kN'dur.	Makine optimum şartlara yakın çalışmaktadır. Elde edilen ortalama aynaya itme kuvveti 8619 kN'dur.

Çizelge 2'den de görüldüğü gibi TBM'den alınan ilk sonuçlar laboratuvar deneylerinden elde edilen ilk sonuçlarla örtüşmektedir. TBM şu anda 2,5 devir/dakika'da çalıştırılarak deneme safhasındadır. Makine devri 4 devir/dakika'ya çıkarıldığında 92 m³/h'lik kazı hızlarına ulaşılabilecektir.

TBM'in optimum çalışma şartlarında bir dönüşünde elde edilmesi gereken kesme derinliği (penetrasyon) 10 mm'dir. Uygulama sırasında penetrasyon ve bir diske gelen dikey kuvvet devamlı kontrol edilmelidir.

6 SONUÇLAR

Kartal, Kurtköy, Trakya ve Dolayoba Formasyonları'ndan alınan kayaç numuneleri İTÜ Maden Fakültesi Laboratuvarları'nda tam boyutlu kesme deneylerine tabi tutulmuştur. Deneyler boyunca 13 inç çapında 1,2 cm uç genişliğinde sabit kesit alanlı (CCS) disk keski kullanılmış, değişik kesme derinliklerinde ve keskinler arası mesafede, disk baskı kuvveti, yuvarlanma kuvveti ve

spesifik enerji değerleri ölçülmüştür. Sonuçlar ayrıca 17 inç çapında CCS disk için ve değişik RQD değerleri için yorumlanmıştır.

Tünel açma makinelerinin kullanılacağı alt yapı projeleri büyük yatırımlar olup, projenin maliyeti ve başarısı projeye başlamadan önce seçilecek tünel açma makinesinin özelliklerinin doğru seçimine bağlıdır. Bu amaçla tünel açma makinelerinin performans tahminine yönelik yapılan bir araştırma ve Kurtköy Formasyonuna ait Arkoz numunesi için uygulama verilmiş ve projeye başlamadan önce günlük ilerleme miktarı yapılan tam boyutlu kesme deneylerinden elde edilmiştir.

Benzer hesaplamalar diğer formasyonlar için yapıldığında; Dolayoba Formasyonunda TBM'in düzeltilmiş ilerleme hızı $17 \times 1,15 = 20$ m/gün, Kartal Formasyonunda $25 \times 1,3 = 33$ m/gün, Trakya Formasyonu'nda $22,5 \times 1,40 = 31,5$ m/gün olarak bulunmuştur. Bu değerler TBM'den faydalanma oranı %40 ve günlük 10 saatlik 2 vardiya çalışma süresi için geçerlidir.

Bu çalışmanın devamı olarak tünel açma makinelerinin kullanıldığı tünellerde yerinde ölçüm yapılarak arazi ve laboratuvar kesme deneyleri karşılaştırılacaktır. TBM'den alınan ilk sonuçlar laboratuvar deneylerinden elde edilen ilk sonuçlarla örtüşmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Yazarlar, müteahhit; Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün - Belen İnşaat Ortak Girişimi (Anadoluray) grubuna işveren; İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İETT İşletmeleri Genel Müdürlüğü'ne, ve Proje Müdürü İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya bu projeye verdikleri çok değerli katkılarından dolayı teşekkür ederler. Ayrıca 106M298 No'lu projeye verdiği maddi destek için Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu'na (TÜBİTAK) teşekkürü borç bilirlir.

KAYNAKLAR

- Bilgin, N., Balci, C., Tuncdemir, H., Eskikaya, S., Akgul, M., Algan, M., 1999. The performance prediction of a TBM in Tuzla–Dragos sewerage tunnel, *Proceedings of the world tunnel congress on challenges for the 21st century*. Oslo, p. 817–27.
- Bilgin, N., Çopur, H., Balci, C., Feridunoğlu, C., Tumaç, D., 2006. TBM performans tahmini için Kadıköy-Kartal metro tünel hattındaki formasyonların kazılabilirlik özellikleri, *İTÜ Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Anadoluray için hazırlanmış yayınlanmamış rapor*, İstanbul.
- Dollinger, G.L., ve Raymer, J.H., 2002, Rock mass conditions as baseline values for TBM performance evaluation, *North American Tunneling* p 3-7.
- Rostami, J., Ozdemir, L. and Neil, D.M., 1994. Performance prediction a key issue in mechanical hard rock mining, *Mining Engineer*, November, 1263-1267.
- Yüksel, A., Sözak, N. N. ve Gülle, G., 2005. Kadıköy-Kartal Metro Projesi *Mühendislik Jeolojisi Raporu, Teknik Rapor: KK-GE-TR-GN-004*, Anadoluray Ortak girişimi, İstanbul.

Kozyatağı-Kadıköy Metro Tünelleri için Seçilen TBM'in İmali, Taşınması ve Montajı

Construction, Transport and Assembly of a TBM selected for Kozyatağı-Kadıköy Metro Tunnels

Mustafa Akgül

Anadoluray Cooperation Equipment and Logistic Manager

Özgür Yurtaydın

Herrenknecht AG Project Engineer

ÖZET 20. yüzyılın sonlarından itibaren mekanize kazı, geleneksel yöntemlere tercih edilmeye başlamıştır. Özellikle son yıllarda ilerleyen teknoloji ile beraber TBM tünelticiliği belirgin biçimde artmış ve bundan dolayıdır ki geleneksel yöntemler genellikle kısa mesafeler için tercih edilmeye başlanmıştır.

TBM makineleri ile tünelticilik çoğu şantiyenin ilk tecrübesini oluşturmaktadır. Bu sebepten dolayıdır ki yepyeni bir metotla çalışmaktan dolayı bazı küçük sorunlar ve kuşkuyla karşı karşıya kalınmaktadır.

Bu bildiriye Kozyatağı-Kadıköy Metro Tünelleri için edinilen tecrübeler ışığında, seçilen bir TBM in imali, taşınması ve montajı anlatılmaktadır.

ABSTRACT At the beginning of late 20th century mechanized tunneling started to be preferred compared to conventional methods. Especially the last couple of years TBM tunneling increased significantly with the improving technology and therefore conventional methods are mostly preferred for shorter distances.

Tunneling with a tunnel boring machine (TBM) is mostly the first experience of most jobsites. For that reason some small problems and concerns are directly dependent on working with a new method.

This paper summarizes all the difficulties and experiences encountered during the construction, transport and the assembly stage of a TBM designed for Kadıköy- Kartal Metro Tunnels.

1 INTRODUCTION

Kadıköy-Kartal Metro tunnels are planned to be connected with Marmaray project which combines the European and Asian site of Istanbul from Halkalı in European site to Gebze on Asian site. This total line will be approximately 80 km. When using this line the traveling time from Halkalı to Gebze will be reduced from 185 to 105 minutes. It is expected that significant traveling time reduction will be achieved especially between the rush hours.

2 DESCRIPTION OF THE PROJECT

The aim of this project is to connect Kadıköy to Kartal with a metro line. The total length of the project was 21+694km, however the second half of the project which is from Kozyatağı main station to Kartal station is canceled by the client. Now the existing tunnel route is decided to be from Kozyatağı to Kadıköy station which has approximately 8+662km in length. Two identical EPB-hard rock machines are selected for these two parallel tubes.

3 DESIGN PARAMETERS OF TBM

Technical specifications of the TBM are presented in Table 1 and assembly scheduling in Table 2.

Table 1. Machine parameters

DESCRIPTION	DATA
Cutterhead diameter	6570mm
Front shield diameter	6540mm
Middle shield diameter	6530mm
Tailskin diameter	6520mm
Power of the drive	4 x 315 kW
Torque of the cutterhead	5200 kNm at 1.6 rpm 1515 kNm at 5.5 rpm
Initial breakaway torque	6356 kNm
Number of discs	26 single + 6 double
Maximum contact pressure of the discs	267 kN
Number of steering cylinders	12 cylinder
Maximum working pressure of the steering cylinders	33778 kN at 350 bar
Dimension of steering cylinder	320/220x200 mm
Number of thrust cylinders	16 double cylinder
Maximum working pressure of the thrust cylinders	42575 kN at 350 bar
Dimension of thrust cylinder	220/180x2200 mm
Number of segments	5+1
Length of the segment	1.5 m

Design of the cutterhead and the type of the machine depends mainly on the geology and the water level of the project. Water level is very important as it might completely change the design of the TBM as well as the maximum working pressure of the TBM. The machine consists of 5 gantries and the complete machine has a weight of approximately 600 tons.

4 GEOLOGY OF THE PROJECT AREA

The longest geological formation in the tunnel route is Kartal formation consisting of shale and limestone. After around 4.5 km of excavation the geological formation will change to Trakya formation consisting of greywacke, Yelkentepe formation having

shale and Denizli formation containing limestone with different faulty zones and geologic discontinuities. In addition magmatic inclusions such as andesite and diabase dykes will be faced around Acıbadem station. Just before this station the conveyor belt is planned to be replaced with screw conveyor for a more efficient excavation.

The geology in the last three kilometers consists of alluvium and Trakya formation consisting of limestone, sandstone and claystone mixture. Last three kilometers of excavation are planned to be done definitely with a screw conveyor especially in the regions where alluvium exists.

5 MANUFACTURING OF TBM

The contract was signed between the client I.E.T.T and Herrenknecht AG. The next step was to start the design phase which lasted about 4-5 months with all the general and detailed drawings. Total time spent for the manufacturing of the different parts of the TBM was approximately 7 months. Assembly of the machine at the factory took 1-1.5 month. Factory acceptance test with the client and joint venture was the last step before dismantling that lasted about 1-2 weeks. One of the most important parts of the TBM is the main drive which is seen in Figure 1. Two machines ordered, one ready for the acceptance are seen in Figure 2.

After all these steps described above, the machine was disassembled for the transport.



Figure 1. The main drive of the TBM

Table 2. Assembly jobsite time schedule of the TBM

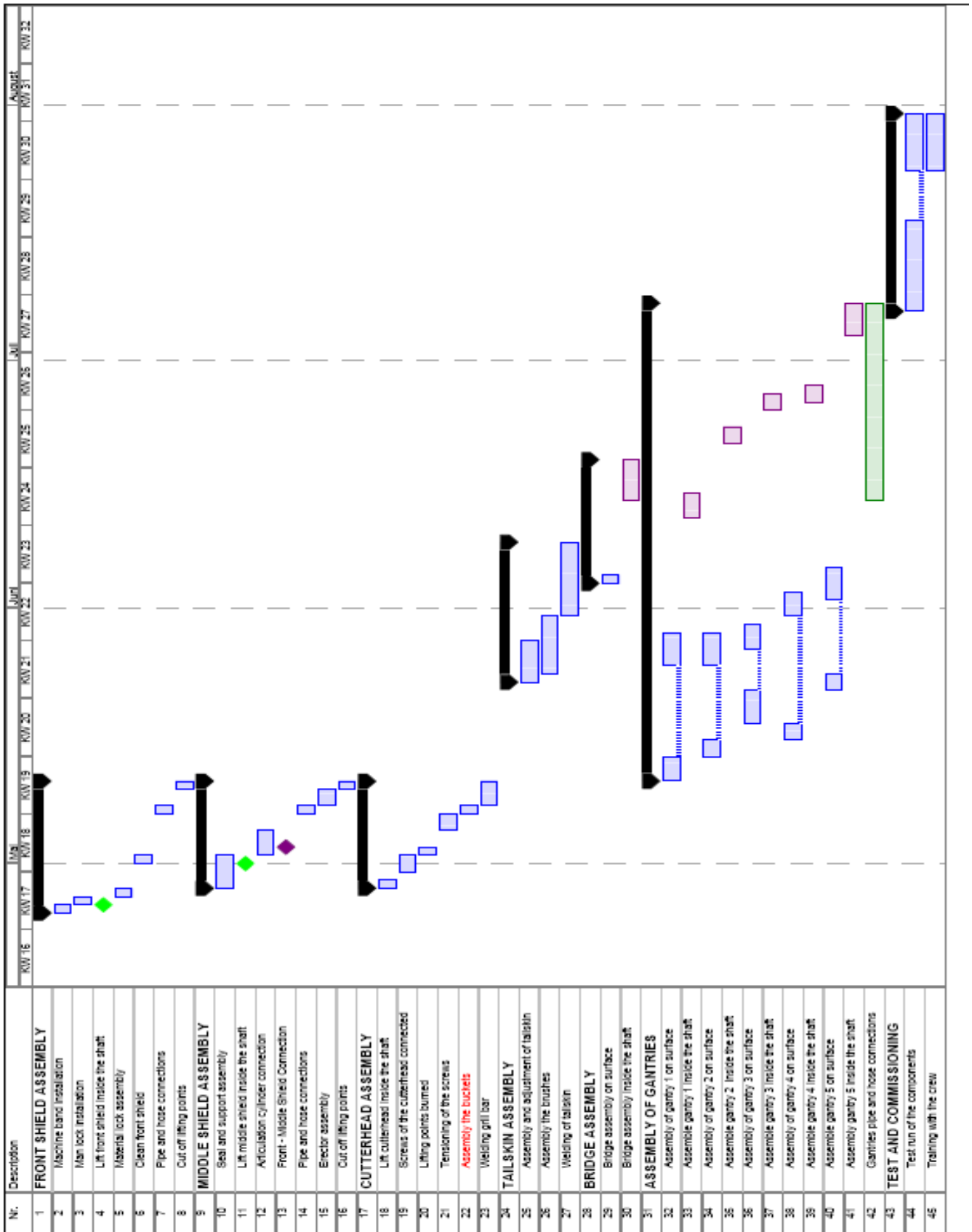




Figure 2. General view of the TBMs in the factory for Kozyatağı-Kadıköy Metro Tunnels

6 TRANSPORT OF THE TBM

Transport of the machine was done by heavy load trucks to Kehl harbor which lasted about three weeks and later to the main harbor Antwerpen in Belgium. The transport from Antwerpen to Istanbul took about two weeks. After the arrival of TBM to Istanbul the custom clearance took two weeks.

It is preferable to have the transport in one shipment with the least container as possible. All the materials sent should be written in the bill given to the contractor without any missing parts in order to eliminate the custom problems

When the TBM arrives to the harbor there should be an expert who would look for the damages on the machine while transporting from the factory to the Istanbul harbor. The observation should be done carefully and the report must be properly written. Till this point the manufacturer has the responsibility of the damaged parts; however when the parts of the machine starts to be lifted with the cranes the responsibility is transferred to the contractor. In any case the parts which are damaged will be covered by the insurance companies on both sides.

7 LOGISTIC OF THE JOBSITE

After the machine was loaded on the trucks, permission must be taken from general directorate of highways in order to transport the items to the jobsite. The transportation is

usually allowed late at midnight when the roads are available. More than two road lines were needed for transportation due to the restrictions of the machine size.

The logistic on the jobsite should be well organized. Everything should be considered before the TBM arrives to jobsite in order not to lose time when the machine arrives. This organization helps the jobsite to save time when the assembly starts. It must be kept in mind that the places of the TBM components where they will lay are directly dependent on the order of the parts to be assembled.

8 ASSEMBLY OF THE TBM

The machine parts came to the jobsite on week 16. The assembly of the machine started on 24th of April with the installation of muck ring and machine band inside the front shield. After the machine band with the muck ring was placed successfully, the menlock was placed. The front shield was turned vertically from the beginning of the assembly to provide an easier operation.

Secondly the front shield was lifted in the shaft with a certain angle as seen in Figure 3. After the front shield was placed inside the shaft the material lock was installed in order to eliminate the possibility of causing problems by the wires when the machine was lifted up inside the shaft with a certain angle.



Figure 3: Shield lifted with an angle

After the material lock was finished the sealing set for the middle shield was placed outside the shaft as seen in Figure 4. The purpose of the sealing set is to avoid the water ingress between the connections.



Figure 4. Sealing set with the support system

Before the cutterhead was lowered down inside the shaft locktite was used on the surface. Locktite has a similar function as a glue to stick the cutterhead with the main drive. Then cutterhead was placed inside the shaft and connected to the main drive with some long bolts. The cutterhead was not suggested to be connected because of the weight proportion to front; however it was considered to continue on because of the high rents of the cranes. For that reason, the cutterhead was connected to the main drive with the bolts; however not completely. In addition support blocks were placed in front of the cutter head for safety reasons.

As seen in the Figure 5 there are some long bolts. These three bolts are to guide the connection operation of the cutterhead. The screws on the bolts were tightened with the screw driver until it was tensioned later with a special tensioning cylinder.



Figure 5. Connecting the cutterhead with the main drive

Week 18 started with the installation of the second part of the steel plates for supporting the seal and lifting the middle shield into the shaft. Second day the middle shield was connected to the front shield which took quite a long time because of the difficulty of the adjustment. The position of the middle shield was checked using the safety fuse which was welded when the position was acceptable. This safety fuse is very important as it combines the middle shield with the front and also has a property of acting the same as the front shield like it is a single shield in a situation of the rolling effect of the shield due to the torque. At the middle of the week the erector carrier beam was installed. The screws at the connection point of the erector carrier beam and the H-beam were torqued. At weekend the screws of the cutterhead were tightened with a special device which is called tensioning cylinder. The property of this cylinder is to pull the screw and turn the screw even with your hand and leave it back to the original position. This operation was done in two steps which was to torque the screws till 700 kN which corresponds to 1000 bar the first day and to 875 kN with 1300 bar second day. These limit values should be obeyed carefully as the pressure values are very high

After the middle shield was connected with the front shield and front shield being connected to the cutterhead, the next step was to connect tailskin with the middle shield. Unfortunately problem at week 19 was the delay on the tailskin of both machines because of the late permission given from the general directorate of highways. However the assembly continued without any problems. Beginning of the week the conveyor belt was installed and the pipes on the front shield and middle shield were assembled. Later the assembly of the erector took around a day.

Beginning of the week 20, gantry 1 was started to be assembled out of the shaft with the support wooden blocks beneath so that the boogies could be assembled next day. After the assembly of the boogies all the screws on the gantry 1 were torqued properly as seen in Figure 6. The torque operation is very important when lifting the gantries into

the shaft with 45-50 degrees as the components should be stable enough. Consequently gantry 2, gantry 4 and gantry 3 were assembled at week 20. The assembly of each gantry took around 2 days. At the end of the week the parts for the other machine and tailskins for both machines arrived to jobsite.



Figure 6. Gantry 1 with the hydraulic equipment, boogies assembled and supported with wooden blocks

After the tailskin arrival to jobsite, the assembly of the tailskin started immediately in week 21. Two working groups were organized for the first machine and one for the second machine. For the first machine a small group continued to assembly gantries and the other group started the assembly of the tailskin. Gantry 5 was assembled in 2 days. The other group which was responsible of the tailskin, firstly placed the tailskin inside the shaft. Connection to middle shield was done particularly; however connecting it completely and adjusting was quite difficult and took nearly the whole week for the complete operation. Adjustment of the tailskin was done by hydraulic cylinders that one of them is seen in Figure 7. One of the most important thing about tailskin is that it should have the very accurate diameter value as requested in order to combine it with the middle shield. Second issue is that the shape should be a proper circle as much as possible. Because of this, the force exerted by the cylinder should be arranged in a way not to deform the shape of the shield.

By this time also tailskin brushes were welded except for the ones on the bottom for the access to the front parts easier. In addition grease and grout lines were installed for the necessity of using during the ring building stage.



Figure 7. Adjustment of tailskin with the hydraulic cylinders and steel plates

The other group for the second machine started to empty and check the containers that were delivered to the jobsite. Assembly of the seal set on the middle shield was done for the second machine. At the middle of the week the man lock installed as well as the machine band which lasted two days. At the end of the week the front shield was lowered down into the shaft. The same assembly procedure was also followed for the second machine. From this point only the first machine assembly will be mentioned as both of them were identical.

The same week, the rotary was assembled on the cutterhead for water and foam injection as seen in Figure 8.

Beginning of week 23 the completed tailskin was checked with ultrasonic method for quality control. Some welding improvements were done after the results were discussed to have the best strongest welding between the front and middle shield. Meanwhile, the screws for the bridge and erector were torqued. At the end of the week the TBM was pushed forward for a preparation to next week in order to lower down the first gantry inside the shaft as seen in Figure 9.

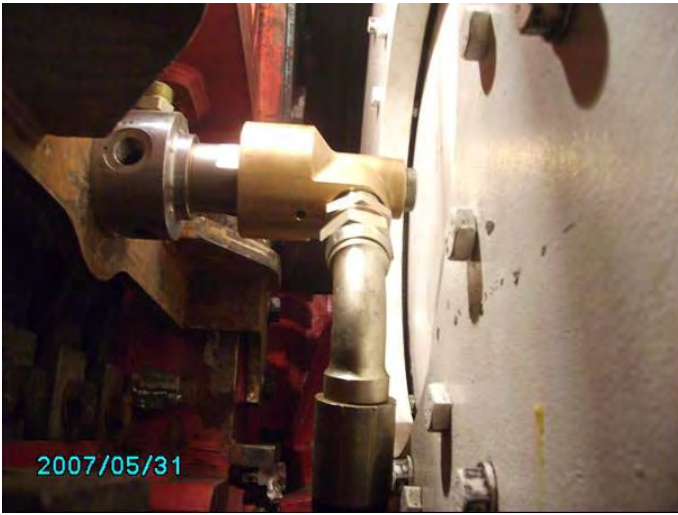


Figure 8. Rotary assembly between the muck ring and the cutterhead



Figure 9. TBM pushed forward for gantry placement with the help of steel pushing frames

Week 24 began with lowering down gantry 1 inside the shaft. While the crane was holding the gantry 1 the auxiliary boogies were welded in order to succeed the displacement of the gantry. These auxiliary wheels were assembled because the original boogies from the Herreknecht AG were only capable of progressing only in segment walls. The rails on the invert segment would have damaged the original boogies. When the gantry was settled on the rails, counter weight was put on the left side of the gantry. Following step was to pull the gantry 1 back in order to place the bridge. However it was not so easy to pull, gantry 1 having a weight of approximately 65 tons with the chain blocks from the sides. The bridge was layered

down and the assembly started after the gantry 1 was pulled back and there was enough space to lower down the bridge as seen in Figure 10. At the end of the week the bridge was connected to the erector carrier beam and to gantry 1 and the left and the right sides of the bridge with its walkways started to be assembled. These all steps took approximately one day each.



Figure 10. Bridge lowered down inside the shaft

The assembly of the bridge was completely finished at the beginning of week 25 and the thrust ring was brought down inside the shaft. Even though the thrust ring would be used at the final stage when the blind rings were built and when the first excavation starts, it was welded on the bridge for the transportation to the front as seen in Figure 11. The pressure frame was also welded on the rails just behind the end of the tailskin for pushing the TBM forward to place the second gantry. When the TBM is pushed forward higher pressure should be given to the bottom steering cylinders so that the cutterhead could be lifted up a little bit and pushed forward easier without any problems as it has the largest diameter on the machine which is 6.57m. Last three days was the assembly of the air hoses, gantry 2 and gantry 3.

The external ventilator was assembled at the beginning of week 26. Furthermore the pipes and the hoses for gantry 2 and 3 were assembled and the electrical connections



Figure 11. Thrust ring welded on the bridge

were started to be done. Following day gantry 4 was placed inside the shaft and auxiliary boogies were started to be welded. Gantry 4 was connected with gantry 3 and the TBM was pushed forward for placing the last gantry inside the shaft. The back-up conveyor belt was pulled to achieve the necessary tightness for the conveyor belt which took about two days for the adjustments. Meanwhile the electrical connection assembly also progressed which lasted about 2-3 weeks completely. At the end of the week Shell Tellus 46 hydraulic oil was filled inside the tank for testing the hydraulic pumps in the following days.

Beginning of week 27 the grout pumps were assembled. Following day the assembly of the last gantry 5 was done. Auxiliary boogies were welded and the complete assembly took approximately two days. At the middle of the week the cable installation of the segment crane was done and finished, in addition the air duct was assembled on gantry 5 as seen in Figure 12. The pushing frame was burned off because that all the gantries assembly was finished. The thrust ring was moved forward till it was behind the tailskin. At the end of the week the conveyor belt was tested.

Modifications on the thrust ring and the supports lasted the complete week 28. Because that the machine advanced normally with a pressure to 150-200 bars the support should be strong enough to withstand the pressure. Second day was the assembly of tailskin grease lines. Some tests were done at

the middle of the week for the complete day. Dedusting system, cooling system and air compressor were tested. Also the cutterhead was tested shortly to start the modification operation of the buckets on the cutterhead. The last 3 days were spent for the assembly of the buckets as seen in figure 13 and also continued approximately for another 10 days. In addition grease lines were checked by running the grease pump that took more than a day. Grease lines had to be completely filled up with grease from gantry 4 till the tailskin and were checked from the end of the line if the grease was coming out or not. End of the week the segment crane was tested.



Figure 12. Assembly of the air duct on gantry 5



Figure 13. Buckets that were assembled on the cutterhead

Week 29 started with the test of the erector. Modification on the cutterhead lasted complete week. At the end of the week the adjustment of the thrust ring was done as seen in Figure 14 which was very important as proper blind ring building significantly depends on the shape and the position of the thrust ring.



Figure 14. Adjustment of the thrust ring

Dedusting pipe was adjusted at the beginning of week 30. Segment feeder connection to the middle shield was done for the complete function of the feeder and was tested after. Foam was tested also at the second day. At the middle of the week the first segment arrived to jobsite. After the arrival of the first segment to jobsite the erectors vacuum capacity and complete functions were tested that lasted a couple of hours. Furthermore the bottom brushes were welded on the tailskin and Schöma locomotive was tested at the end of the day. The last two days of the week progressed with filling the tailskin brushes with grease seen in Figure 15.

First two days of week 31 was to torque the new buckets that were installed on the cutterhead. Building the first ring started in the middle of the week and lasted nearly three days.

The second ring was built at the end of the week which was finished the same day as seen in Figure 16.

Following week completely consisted of building blind rings which continued until the

4th ring was built. The difference between the blind ring building and normal ring building is that there was no excavation done to build the blind rings and that it referred a reference to the following rings. When building these blind rings in week 30 and 31, in every single ring after the ring was outside the tailskin, a metal sheet cover support was done and also steel plates were welded on the tunnel wall to achieve a good stabilization as it was not possible to make grout injection. The reason why grout injection was not possible was because the space between the tunnel wall and the segment was much bigger compared with the normal excavation space which the brush plates would not be efficient to hold the grout. That's why after the four blind rings were completely finished the ones that were outside the tailskin which was two and a half was concreted with a platform in front to avoid the concrete to flow inside the brushes. Sand bags seen in figure 18 were placed behind the wooden platform to avoid the pressurized concrete to flow in front of the wooden platform which was built just behind the brushes of the tailskin. A couple of days had to pass for the concrete to be filled in two steps and to achieve its hardness.

Below is the table of the assembly schedule starting from the assembly at the factory till the final acceptance of the machine.



Figure 15. Grease on tailskin brushes



Figure 16. An example of ring building

9 ADVANCE AND RING BUILDING

Beginning of week 32 normal excavation and ring building started. The tools on the cutterhead were checked after every advance and grout injection was done after every ring building.

The transport of the excavated material is done by filling the muck into the muck cars. These muck cars are dumped to the left side where the shaft exists and a vertical belt conveyor which is seen in Figure 17 and 18.



Figure 17. Vertical conveyor band as seen from the top of the shaft



Figure 18. The place where the muck is loaded inside the trucks

10 CONCLUSIONS

In conclusion, tunnel constructions with the help of tunnel boring machines are becoming very common all around the world. The main advantages of the TBM are; advance rates are significantly faster, no problem exists of constructing tunnels in cities without preventing the on going life because of low vibration and high safety comparing to conventional methods. The best utility would be taken from the machine if, good logistic and proper team work is achieved which is quite necessary in all works. With the improving technology it is obvious that tunnel constructions would be much faster and advancing in very tough geology would be easier in the following years.

Zor Zemin Şartlarında Beykoz – Kavacık Atıksu Tünellerinde TBM Uygulaması

The Use of a TBM in Difficult Ground Conditions in Beykoz – Kavacık Sewerage Tunnel

Zafer Güçlücan^a, Sermet Meriç^a, Can Gürsoy^a, Melih Algan^b, Nuh Bilgin^c, Cemal Balcı^c, Deniz Tumaç^c

a, NTF İnşaat Ticaret Ltd. Şti., b, Zemar

c, İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET Bu bildiri Beykoz Kavacık Atıksu Tünellerinde 3175 mm çapındaki bir TBM ile 12 Şubat 2007 ile 29 Eylül 2007 tarihleri arasında yapılan çalışmalarını özetlemektedir. Bildiride ilk olarak proje, bölge jeolojisi ve kullanılan TBM tanıtılmıştır. Projenin başlangıcından itibaren TBM in performansını etkileyen faktörler tartışılmış, kazı verimi, günlük ilerlemeler, formasyonların mekanik özelliklerindeki değişimler, çıkan pasanın boyut analizi ve bunların makine işletim parametreleri (tork, enerji, baskı kuvveti) ile ilişkileri verilmiş ve yapılan çalışmaların metodolojisi açıklanmıştır.

ABSTRACT This paper, summarizes the performance of a 3175 mm diameter TBM used in Beykoz Kavacık sewerage tunnel between 12 February – 29 September 2007. First, the project, geology and the characteristic of the TBM are given. The factors affecting the performance of the TBM, machine utilization within tunnel route, the muck size and the effect of these parameters on the machine operational parameters (torque, thrust, energy) are discussed with the methodology of site investigation.

1 PROJENİN TANITILMASI

Beykoz Kavacık arasında açılmakta olan atık su tüneli Küçük Çevre Koruma Projesinin bir parçasıdır. Amaç Ümraniye, Üsküdar, Beykoz, Çekmeköy ve Sarıgazi Bölgeleri'ne ait atıksuların Küçük ve Göksu Dereleri'ne ve dolayısıyla İstanbul Boğazı'na karışmasını önlemek, kolektörlerle toplanan atıksuları arıtma tesisinde çevreye zarar vermeyecek düzeyde arıttıktan sonra deşarj etmektir.

İşveren İstanbul Büyükşehir Belediyesi (İSKİ), yüklenici firma ise Eren Holding bünyesinde faaliyet gösteren NTF İnşaat Ticaret Ltd. şirkettir.

Zemin özellikleri çok değişken bir yapıya sahip olduğundan, tünel kazısı için

istenildiğinde EPB modunda çalışabilecek bir TBM seçilmiştir.

TBM AT2 şaftın 09 Ocak 2007 tarihinde indirilmiş ve kazıya buradan başlanmıştır.

Dedeoğlu Deresi geçilip Beykoz Stadyumu arkasında sonlanacak çalışmalarla toplam 7189.52 metre tünel açılacaktır. Dedeoğlu Deresi'nin iki tarafından gelen atık su dereye akıtılacak ve derenin akış yönünde kurulan bir tesiste, kirli su temizlenecektir.

Dış çapı 3175mm çapındaki makine halen kazıya devam etmektedir. Üç vardiya olarak sürdürülen çalışmalarda, makinenin operasyon kısmında, 1 mühendis ve 2 formen devamlı görev almaktadır. Her vardiya için bir operatör öngörülmüştür. Şu ana kadarki

ilerleme için havalandırma AT2 şaftındaki emici vantilatör ve vantüp sistemiyle sağlanmaktadır. Ayrıca tahkimat görevi gören segmentler şantiye içinde C 40 Betonu ile hazırlanmakta ve basınç dayanımı deneyleri yine şantiye içindeki laboratuarda yapılmaktadır. Projenin bitme tarihi 2008 Aralık olarak belirlenmiştir.

2 JEOLojİ

Proje alanı Kocaeli yarımadasının kuzeyinde olup, bölgede Paleozoik, Mezozoik ve Senozoik yaşlı jeolojik oluşumlar yer almaktadır. Paleozoik yaşlı sedimenter kayalar Ordovisyen'den Karbonifer'e kadar kuzey-güney uzanımlı, kesintisiz bir istif sunmaktadır. Mezozoik yaşlı sedimenter kayalar volkanik ara seviyelerde, bölgenin doğusunda ve kuzeyinde Paleozoik formasyonların üzerini uyumsuz olarak örtmektedir. Karasal ve yarı-karasal fasiyeslerdeki Neojen oluşumları, bölgede kara içlerine doğru ince bir örtü halinde Karadeniz kıyılarına yakın yer yer kömür oluşumlarda içeren nispeten kalın depolar olarak Senozoik'i temsil eder. Alüvyonlar ise değişik ölçek ve kalınlıklarda akarsu vadilerinde ve denize ulaştıkları kesimlerde depolanmıştır. Yerleşim bölgelerinde ise yine değişik kalınlıklarda yapay dolgu ve birikimler sıklıkla gözlenmektedir.

Bölge içlerinde görülen granitik sokulumlar ve Kuzeyde Kretase filişleri içinde ardalanmış lav, tüf, aglomera oluşumları da sırasıyla magmatik ve volkanik aktiviteleri göstermektedir.

İstanbul Boğazı kuzeyinde Beykoz kıyılarında yer alan güzergâhta Paleozoik yaşlı Gözdağ, Dolayoba ve Kartal Formasyonları ile genç örtü olarak Belgrad Formasyonu ve vadilerde alüvyon/dolgu oluşumları yer almaktadır.

Güzergah boyunca gözlenen stratigrafi ve litolojiler basitleştirilmiş olarak Çizelge 1'de verilmiştir. Paleozoik yaşlı birimler çok fazlı tektonik etkiler ile karmaşık kırıklı ve kıvrımlı bir yapı göstermektedir.

Çizelge 1. Proje Alanının Basitleştirilmiş Stratigrafisi

Yaş	Formasyon	Litoloji
Kuvaterner	Alüvyon/ Dolgu (zemin)	Genelde kumlu, çakıllı yer yer kavkılı katı kil değişik kalınlıklarda dolgu altında yer alır.
Açısal Uyumsuzluk		
Neojen	Belgrad Frm. (zemin)	Sarımsı-Kızıl renklere kuvars çakıllı, kumlu katı-sert kil-siltli kil
Açısal Uyumsuzluk		
Devonyen	Kartal Frm. (kaya)	Fosilli ,gri koyu gri kalkerli şeyl, çamurtaşı silttaşı ve kumlu kireçtaşı ara tabakaları, üst seviyelerde kireçtaşı vardır
Silüryen	Dolayoba Frm. (kaya)	Gri-açık mavimsi gri yer yer fosilli kireçtaşı. Yerel karstik yapılar gözlenir.
Ordovizyen	Gözdağ Frm. (kaya)	Gri-yeşil, alacalı şeyl yer yer feldspatik, mikalı kumtaşı(grovak), çamurtaşı ara seviyeleri vardır

3 TÜNEL AÇMA MAKİNESİNİN (TBM) TANITILMASI

TBM Robbins firması tarafından üretilmiş olup, Mısır'daki bir projeden 1400m kazı yaptıktan sonra Beykoz -Kavacık Atıksu Tünelinde kullanılmaya başlanmıştır. Tek kalkanlı olarak dizayn edilen makine, EPB modunda da çalışmaya uygun tasarlanmıştır. Kesici kafada hem disk kesiciler hem de üzerlerinde kama tipi kesiciler olan sıyrıcılar bulunmaktadır. TBM'e ait bir görüntü Şekil 1'de verilmiştir.

Montajı, NTF elemanları ve Robbins Firmasında çalışan ekip tarafından yapılan makinenin aşağı indirilmesi ve işbaşı yapması yaklaşık 40 gün sürmüştür. İlk olarak kesici kafa ve kalkanlı kısım aşağı indirilip montajı tamamlanmıştır. Makine ilk tünele girdiğinde kendi itme silindirleri aracılığıyla öne doğru itilmiştir. Makinenin kendisini öne itmesinin

ardından, back-up sistemlerin kafes yapıları aşağıya indirilmiştir. Makinenin öne itilmesiyle arkada yer açılmış ve gerekli bağlantılar yapılmıştır. Bu aşamaların atlatılması ve makinenin montajının tamamlanmasının ardından, makine çalışmaya başlamıştır.



Şekil 1. TBM'e ait bir görüntü

TBM'in Teknik Özellikleri

Beykoz – Kavacık atıksu tünellerinde kullanılan Robins TBM'in teknik özellikleri Çizelge 2' de verilmiştir.

Çizelge 2. TBM'in teknik özellikleri

Kesici Kafa	
Kazı Çapı	3175mm
Tip	CCS Disk Keski, Yumuşak Zemin Uyumlu
Disk Keskinin Çapı	356mm
Keski Sayısı	23
Nominal Keski Yüğü	15 ton
Kazı Adımı	
İtme Silindiri Stroku	1670mm
Kafa İtme Sistemi	
Tip	Hidrolik
Hız	0-12 rpm
Toplam Güç	400 kW (2x200kW)
Tork	Devamlı 254KN-m@ 8.5 rpm
	En Yüksek 527 KN-m@4.3 rpm
Bant Konveyör	
Bant Genişliği	610mm
Toplam Bant Uzunluğu	45m
Bant Hızı	Yaklaşık 2.0m/s

Çizelge 2. TBM'in teknik özellikleri (Devamı)

Vidalı Konveyör (EPB mod için)	
İç Çap	450 mm
Maksimum Hız	0-20 rpm
Güç	50kW
Hareket Sistemi	Hidrolik
Enjeksiyon Noktaları	2 noktadan
Basınç Kontrol Sensörleri	2 adet
İtme Özellikleri	
Maksimum İtme Kuvveti	995ton
İtme Silindiri Sayısı ve Çapı	12 – 5.5.inç
Silindir Özellikleri	83ton/silindir
Strok	1670 mm
Maksimum Çalışma Basıncı	340 bar
Havalandırma	
Birincil Havalandırma	Şaftta emici vant ve vantüp
Elektrik	
Toplam Elektrik Gücü	400kW
Kesici Kafa Gücü	250kw
Bant Konveyör/Vidalı Konveyör	50kW
Destek Birimleri	50kW
Pompa Gücü	15kW
Kayıplar ve Diğerleri	75kW
Birincil Voltaj	6000V 50Hz
Toplam Transformator Gücü	700kVA
Makine Ağırlığı	
Kalkan Ağırlığı	95 ton
Destek Sistem Ağırlığı	50 ton

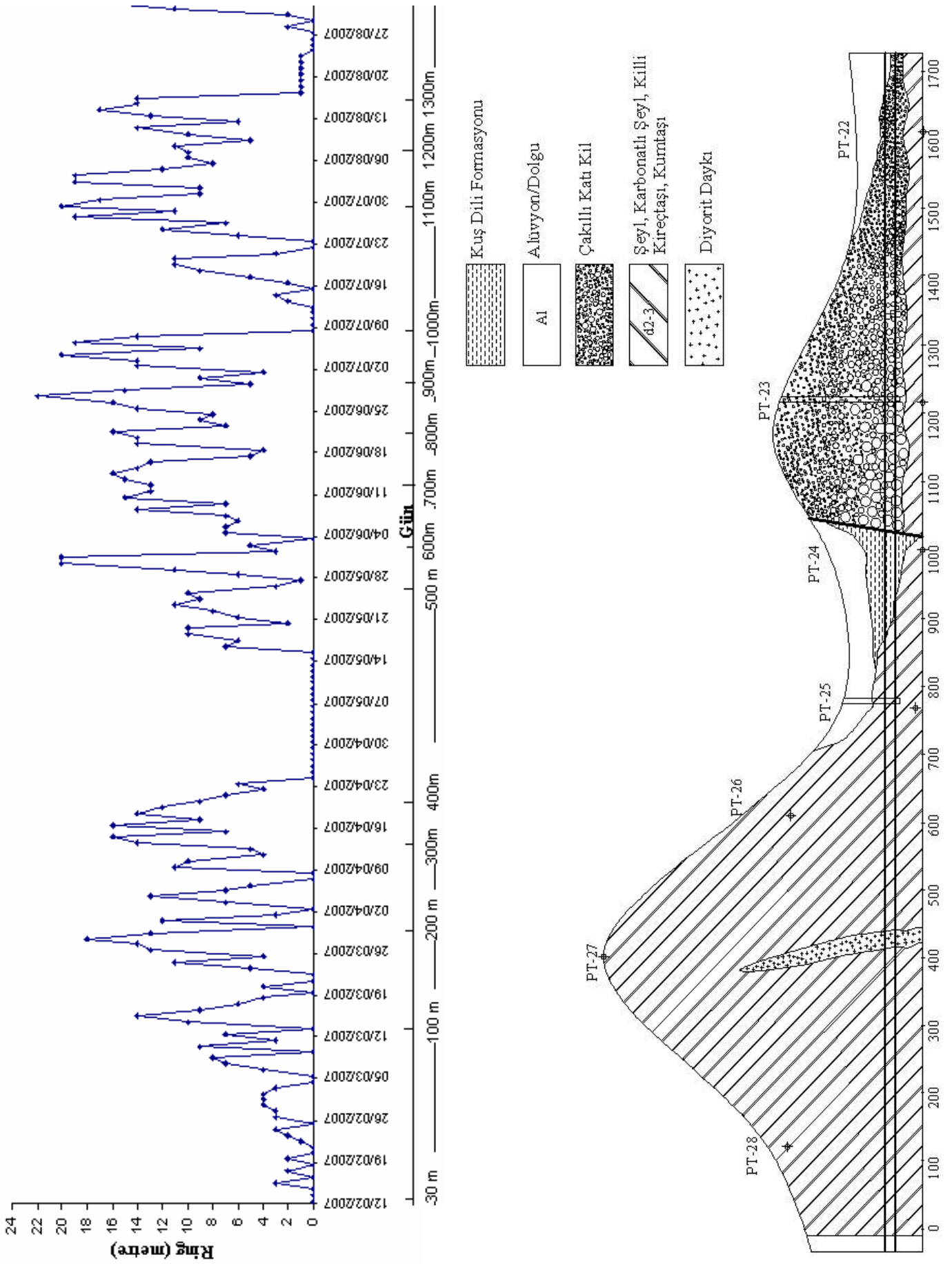
4. MAKİNE PERFORMANSI VE GEÇİLEN FORMASYONLARIN ETKİSİ

4.1. Makine İlerlemeleri

Makine 12 Şubat 2007' de çalışmaya başlamıştır. 28 Eylül 2007 ye kadar olan ortalama, günlük ve aylık ilerlemeler Çizelge 3' te, gün bazında ilerlemeler ise jeolojik kesit ile birlikte Şekil 2' de verilmiştir.

Çizelge 3. TBM ortalama ilerleme değerleri

En iyi günlük ilerleme (m)	22
En iyi haftalık ilerleme (m)	90
En iyi aylık ilerleme (m)	313
Ortalama günlük ilerleme	6,4
Ortalama haftalık ilerleme	45
Ortalama aylık ilerleme	168



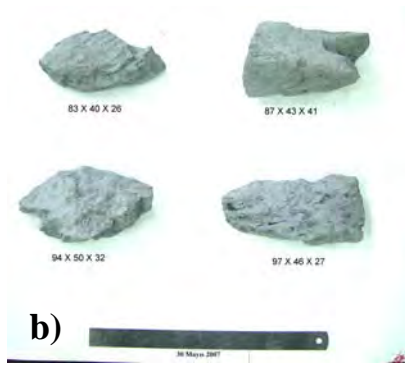
Şekil 2. Gün bazında ring ilerlemeleri (1ring=1m) ve Tünel hattının jeolojik kesiti

4.2 Jeolojik Formasyonların Makine İlerlemesi ve Kazı Verimi Üzerine Etkisi

Makine ilk olarak 700 m , yer yer andezit ve dasit dayklarıyla kesilen, şeyl, fosilli şeyl ve yer yer kumtaşı seviyelerinden oluşan Kartal Formasyonunu, daha sonra 150m killi alüvyon zemini ve 500 m, killi, çakıllı ve yer yer iri bloklu dolgu zemini geçmiştir. Çeşitli zemin ve formasyonlara ait pasa örnekleri Şekil 3'te verilmektedir. Tünel bitimine kadar, Gözdağ, Dolayoba, Kartal Formasyonları ve Alüvyon dolgularından da geçilecektir.



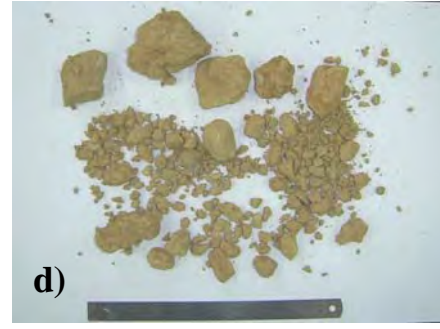
a) Kartal Formasyonu, jeolojik süreksizliklerin az olduğu kısımda tipik bir pasa



b) Kartal Formasyonu, jeolojik süreksizliklerin çok olduğu kısımda tipik bir pasa



c) Killi Alüvyon ait pasa



d) Killi Formasyona ait pasa



e) İri çakıllı malzeme



f) Çok iri çakıla bir örnek

Şekil 3. Geçilen formasyonlara ait pasa örnekleri (a – e)

Geçilen formasyonların makine performansına etkisi çok farklı olmuştur. En önemli gecikme 24 Nisan ile 16 Mayıs tarihleri arasında yaşanmıştır. Makine kafası sıkışmış ve uzun çabalar sonucu makine kurtarılabilmiştir. Kurtarma işlemleri için aynaya 20 m geriden galeri ile girilmiş ve sıkışan bölgeye 14 Mayıs 2007 de ulaşılmıştır. Aynada, çok kırıklı, kil dolgululu fay zonunu bir dasit daykının kestiği, killi ve kırıklı zeminin, kesici kafayı sıvazladığı ayrıca bu dasit daykından kopan sert parçaların kama şeklinde kesici kafanın boşluklarından içeriye girdiği ve kafayı bloke ettiği görülmüştür. Açılan galeri ve dasit daykının aynadaki durumu Şekil 4'te görülmektedir.



Diğer önemli bir problem, tünelin 800 ile 1000 m.'leri arasında yaşanmıştır. Bu kısımda zemin, bol kil malzemeli dolgudur ve tünel yoğun yerleşim alanının 10-15 m altından geçmiştir. Makine bu bölgeye yaklaşırken, yapılan saha çalışmaları, bu bölgede 40-50 sene evvel açılan 3-4 m çapında 6-7 m derinliğinde su kuyularının olduğu, bunların çoğunun doldurulmadan üzerlerinin kapatıldığı fark edilmiştir. Özellikle tünel güzergahının üzerinde bulunan iki kuyu üzerleri açılarak doldurulmuş ve buralardaki oluşan deformasyonlar en aza indirilmiştir.

Kili bol dolgu malzemeleri zaman zaman disklerin arasına sıkışmış ve ilerlemeyi engellemiştir. Bu nedenle tünelin 1050 ile 1200 m.'leri arasında diskler çıkarılmış yerine kama uçlu keski takılmıştır.

Çizelge 4'te değişik formasyonlar geçerken makineden faydalanma oranları (fili çalışma oranları), ring yerleştirmede harcanan zaman sürelerin değişimi verilmektedir.

Buradan da görüldüğü gibi, TBM'in, 13.04.2007 tarihinde Kartal formasyonunun az kırıklı bölgelerinden geçerken faydalanma oranı %44 olmuştur, bu durumda ring döşemeye harcanan zaman %51'dir. Bu tarihte iki vardiyada 13 m kazı yapılmıştır. Killi zeminler geçilirken, 07.05 2007 ve 01.07.2007 tarihlerinde olduğu gibi, kafa temizlendiğinden, makineden faydalanma oranı %17'lere kadar düşmüştür.

Çakıllı, kumlu ve kil oranı düşük malzeme geçilirken 04.07.2007 tarihinde olduğu gibi makine faydalanma oranı % 41'lere çıkmıştır. Bu durumda günde 21 m ilerleme elde edilmiştir.

Şekil 4. Bloke olan kesici kafayı kurtarmak için açılan galeri ve sıkışmaya neden olan dasit daykı

Çizelge 4. Geçilen formasyon özelliklerinin TBM'den yararlanma oranına etkisi

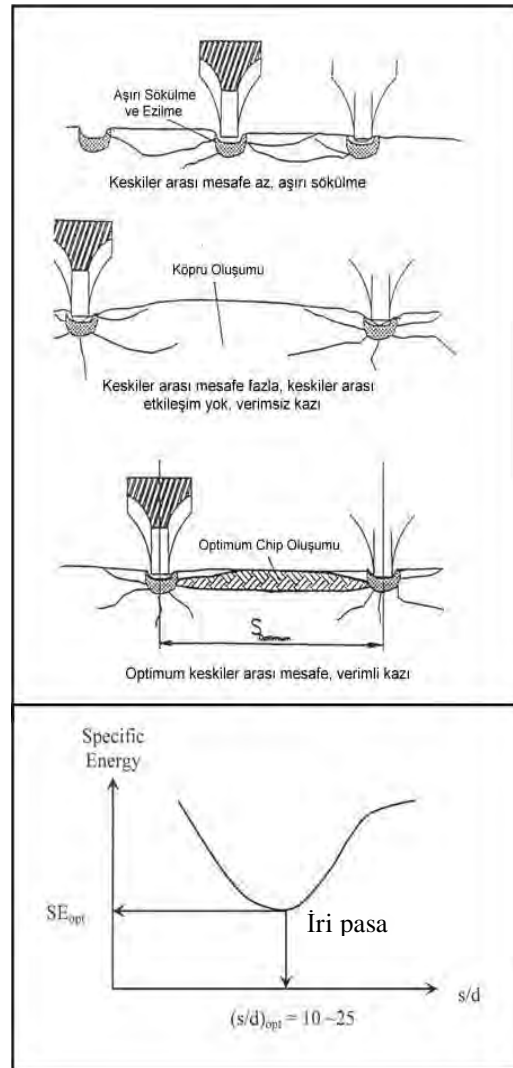
Tarih	Formasyon ve İlerlemeyi etkileyen faktörler	Ring no	İlerleme (m)	TBM (devir/dak)	Baskı (bar)	TBM'den yararlanma oranı (%)	Ring döşemeye harcanan zaman (%)
13.04.2007	Masif Kartal Formasyonu	285-283	13	6-8	110-150	44	51
12.06.2007	Kartal Formasyonu. Çeki demiri koptu, lokomotif arızalandı	599-609	11	4-6	80-130	20	22
01.07.2007	Killi Formasyon. Kafa temizliği yapıldı	826-631	6	5	70-100	21	13
03.07.2007	Killi Formasyon. Kafa temizliği yapıldı	848-862	15	5-7	60-130	37	29
04.07.2007	Sert Kil	863-883	21	6-7	60-120	41	40
05.07.2007	Killi Formasyon kafadan temizlendi	884-893	10	6	60-100	17	20
24.09.2007	İri Çakıllı Dolgulu Malzeme	1389-1402	14	6-7	80-100	35	32

4.3 Kazı Verimi Üzerine TBM İşletme Parametrelerinin Etkisi ve Bu Konuda Yapılan Çalışmaların Metodolojisi

Sert kaya kazısında bir TBM'in kazı verimi, büyük ölçüde, disk keskinin arına bastırma kuvveti ile kesme derinliği (penetrasyon) arasındaki ilişkiye bağlıdır. Belirli bir baskıda keskinler arası kaya parçası iri parçalar halinde kopar ve burada birim hacimdeki kayayı parçalamak için gerekli enerji (spesifik enerji) minimumdur ve buna paralel olarak da keski sarfiyatı azalır. Keskinler arası mesafe sabit olduğundan, baskı kuvveti yetersiz kaldığında, iki keski arasındaki kayaç parçası kesici kafanın birinci dönüşünde kopamayacak, ikinci veya üçüncü dönüşünde kopacaktır. Bu durumda ise kesici kafadaki vibrasyon arttığından, makine arızaları da buna paralel olarak artacaktır. Aşırı baskıda ise çıkan pasa daha küçük olacaktır (Şekil 5). Son iki durumda da spesifik enerjide bir artış beklenmektedir. Bu durum Kaynak 1,2 ve3 de detaylı tartışılmaktadır.

TBM işletme parametreleri (baskı kuvveti, tork, devir) bir devirdeki ilerleme (penetrasyon) ve jeolojik formasyonun özellikleri arasındaki ilişkiyi araştırıp, verimli kazı kriterlerinin ortaya koyulması için tünel kazısı sırasında devamlı veri toplanılmakta ve sonuçlar sistematik olarak analiz edilmektedir.

TBM'de sürekli bir veri toplama sistemi vardır. Bu veriler yardımı ile makine arına itme kuvveti, bir diske gelen bastırma kuvveti, tork ve disk yuvarlanma kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.



Şekil 5. Spesifik enerjinin s/d ile değişimi

* Tork (kNm)= [Kesici kafadaki basınç x 63.70 Nm/ bar x 4 motor x 133t / 15t] / 1000

Kesici kafadaki basınç: bar

63.70 Nm/ bar : 100 barlık çalışma basıncında, her bir motor için teorik tork çıkış verisi.

133t/15t : Dişlilerden kesici kafaya aktarım oranı

Bir örnek;

Tork= [90,83x63,70x4x133/15]/1000=205,21 kNm

* FT (ton)=(A*Q₁+ A*Q₂+ A*Q₃+ A*Q₄)/1000

FT= 23 diske gelen toplam kuvvet, ton

Q₁, Q₂, Q₃, Q₄: her bir 'Q' 4'er adet itme silindirine sahiptir ve her itme silindirinde oluşan basınçların toplamını ifade eder (kg/cm²). TBM'de 16 adet itme silindiri bulunmaktadır.

A= Kesici kafayı itmek için gerekli olan basıncın sağlandığı itme pistonlarının kesit alanı, 641.92 cm²

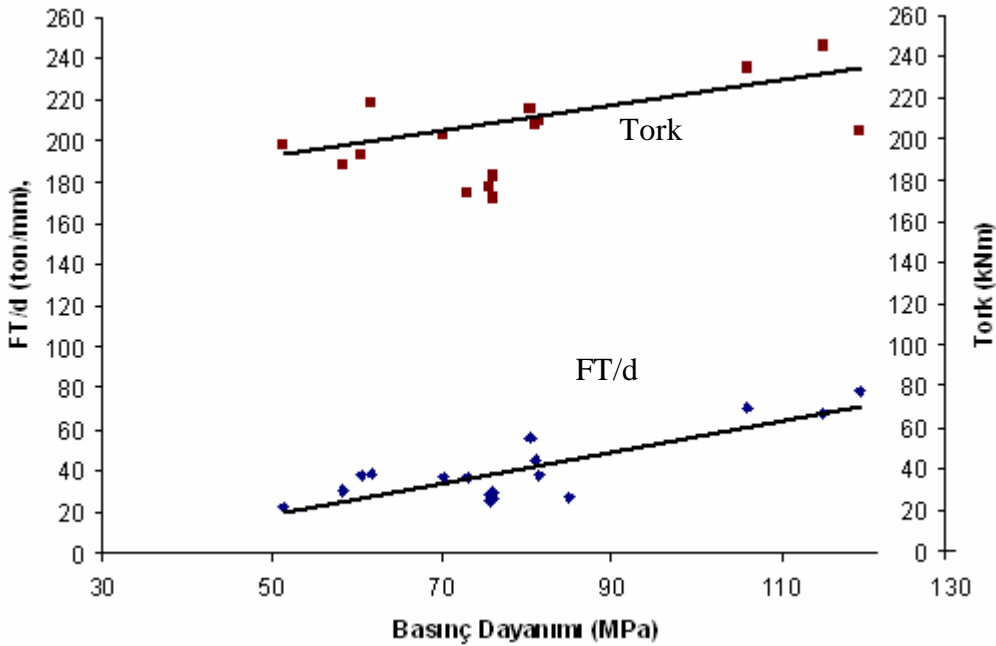
Bir örnek;

FT= (641,92x93,67+641,92x105,68+641,92x133,54 + 641,92x132,26)/1000 = 78,97 ton

Ayrıca her gün pasadan numune alınmakta, elenmekte pasa irilik indeksi bulunmakta ve koni delici yardımı ile numunelerin basınç dayanımları hesaplanmaktadır.

Kazının gerçekleştiği yerde Kartal Formasyonundan alınan numunelerin basınç dayanımlarının 50 MPa'dan 120 MPa'a kadar değiştiği görülmüştür, ortalama değer ise 79,2 ± 18 MPa dır. Şekil 6 ise birim penetrasyon için TBM arına bastırma kuvvetinin ve torkun Kartal Formasyonun basınç dayanımı ile nasıl değiştiğini göstermektedir.

Bu şekiller yardımı ile bundan sonra kesilecek Kartal formasyonunda uygulanacak baskı kuvvetleri ve tork hakkında bilgi edinilmektedir. Ayrıca, FT/FR (Disk arına baskı kuvveti / Disk yuvarlanma kuvveti) oranının, pasa irilik katsayıları ve jeolojik süreksizliklerin sıklığı ile yakından ilgili olduğu görülmüştür. Bu kavramlar geliştirilerek bundan sonraki TBM performansının artırılması hedeflenmektedir.



Şekil 6. Kartal Formasyonunda Birim penetrasyon için TBM arına bastırma kuvveti ve Tork'un basınç dayanımı ile değişimi

Kartal Formasyonunda daha önce yapılan kesme deneyleri optimum spesifik enerjinin $s/d=10$ (keskiler arası mesafe / kesme derinliği, penetrasyon) olduğunu göstermiştir. Halen kullanılan TBM’de keskiler arası mesafe 8 cm’dir. Bu durumda optimum kesme derinliği 0.8 cm olarak bulunmuştur. Şekil 6 yardımıyla, bu formasyon için, ortalama basınç dayanımına sahip zonlarda 0.8 cm optimum penetrasyonda optimum baskı kuvveti $40 \times 8 = 320t$ maksimum dayanıma sahip zonlarda ise $60 \times 8 = 480t$ hesaplanabilir.

SONUÇLAR

Bu bildiriye zor zemin şartlarında Beykoz-Kavacık Atıksu Tünelinde Robbins marka 3175 mm dış çaplı bir TBM ile yapılan kazı çalışmaları anlatılmaktadır. 12 Şubat 2007 tarihinde kazı çalışmaları başlamış ve 29 Eylül 2007 tarihine kadar 1460 m kazı yapılmıştır. En iyi günlük ilerleme 22m, ortalama günlük ilerleme ise 6.4m olarak elde edilmiştir. Jeolojik formasyonlardaki değişim kazı verimini önemli ölçüde etkilemektedir. Makineden faydalanma oranı Kartal Formasyonunda %44’den killi ve zayıf formasyonlarda %20’ye kadar düşmektedir. Killi zemin, makine kafasına yapışmakta ve temizlik çalışmaları ise uzun zaman alabilmektedir. Tünelin 417inci metresinde bir dasit daykı geçilirken, kırıklı çatlaklı kısımlar döner kafanın önüne yığılmış, sert kısımlardan kopan parçalar ise kesici kafanın boşluklarına kama gibi girerek makinenin bloke olmasına sebep olmuştur. Ayrıca Tünelin 800 ile 1000 metreleri arasında zeminin sulu ve gevşek olması, tünelin 12-14m üzerinde yerleşim yerlerinin ve su kuyularının olması, bunların tespiti ve doldurulması gibi alınan önlemlerden dolayı, ilerlemeler gecikmiştir. TBM’in kazı sırasındaki işletme parametreleri devamlı kaydedilmekte, çıkan pasanın bazı mekanik özellikleri tespit edilmekte ve pasa elenerek, kazı verimini etkileyen parametreler ortaya konulmakta ve TBM’in performansının artırılması hedeflenmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Bu çalışmanın yapılmasına ve yayınlanmasına müsaade eden, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İSKİ ve NTF yetkililerine, bildirin hazırlanışını devamlı destekleyen Sn. Mücahit Namlı ve Ahmet Rufai Bilgin’e teşekkürü bir borç biliriz.

KAYNAKLAR

- Bilgin, N., Balci, C., Tunçdemir, H., Eskikaya, Ş., Akgül, M., Algan, 1999 M., The performance prediction of a TBM in difficult ground condition, *AFTES, Journees d’Etudes Internationales de Paris*, October.
- Bilgin, N., Balci, C., Acaroğlu, Ö., Tunçdemir, H., Eskikaya, S., Akgül, M., Algan, M., 1999. The performance prediction of a TBM in Tuzla- Dragos sewerage tunnel, *Proceedings of the world tunnel congress on challenges for the 21st century*. Oslo, p. 817-27.
- Bilgin, N., Feridunoglu, C., Tumaç, D., Çınar, M., and Özyol, L. 2006, TBM cutting performance in Istanbul, *Tunnels and Tunnelling International* pp17-19

Jeoteknik Koşulların Tünel Delme Makinesi (TBM) Performansına Etkisi - Örnek Çalışma: Ermenek Barajı ve HES (Karaman)

The Effect of the Geotechnical Condition on Performance of Tunnel Boring Machines (TBM) - Case Study: Ermenek Dam and HEPP(Karaman)

Ayhan Koçbay

Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü, Jeoteknik Hizmetler ve Yeraltı Suları Dairesi Başkanlığı, 06100 Yücepetepe Ankara

ÖZET Tam cepheli “Tünel Delme Makineleri (TBM)” ile yapılan kazılar, hızlı ve ekonomik olması nedeniyle son yıllarda ulaşım, sulama ve enerji amaçlı projelerde yoğun olarak kullanılmaktadır. Tünel delme makinelerinden en iyi verimin alınabilmesi için makine, arazideki jeolojik ve jeoteknik şartlara göre tasarlanmalıdır. Bu çalışmada DSİ tarafından halen yapımı devam eden Ermenek Barajı ve HES (Karaman) inşaatı kapsamında yapılan enerji tüneli kazısı ele alınmıştır. Kazı çapı 6,60 m, nihai çapı 5,60 m ve toplam uzunluğu 8.553 m olan enerji tünelinin 8.028 m’lik kısmı TBM ile açılmıştır. Tünelde kireçtaşı, ofiyolit ve filiş birimlerini kesilmiştir. Bu birimlerin jeolojik (litolojik yapı, mineral içeriği, dokanaklar arası ilişki ve ayrışma durumu) ve jeomekanik özellikleri (yoğunluk, suya doygunluk, süreksizlik, gözeneklilik, mukavemet ve gerilme değerleri) yapılan jeoteknik çalışmalar neticesinde belirlenmiştir. TBM’in kazı öncesi hesaplanan teorik ve kazı sırasındaki gerçek verimliliği (performansı ve ilerleme hızı) güzergah boyunca değişen zemin koşullarında incelenmiştir.

ABSTRACT Excavations by full face “Tunnel Boring Machines” (TBMs) are extensively used at transportation, watering and energy projects in recent years, due to their high progressive speed and cost advantages. TBM should be designed for specific soil conditions at study area in order to get the maximum performance. In this study, energy tunnel excavation works, is selected as a case study under the ongoing Ermenek Dam and HEPP (Karaman) construction, which is supervised by State Hydraulic Works (DSI). 8,028 m’s of 8,553 m long tunnel is being excavated by a TBM, which has excavation diameter of 6.60 m and 5.60 m of inner diameter. The tunnel alignment cuts the limestone, ophiolite and phylis series. Geological (lithology, mineral content, contact boundary interactions and alteration conditions) and the geomechanical properties (density, water saturation, discontinuity, porosity, compression and tension strength values) of these units are identified after the geotechnical investigations. Theoretical and the real performances (progressive speed) of TBM is analyzed along the varying soil conditions.

1 GİRİŞ

Tam cepheli “Tünel Delme Makineleri-Tunnel Boring Machine (TBM)” ile yapılan kazılar, hızlı ve ekonomik olması nedeniyle son yıllarda ulaşım, sulama ve enerji amaçlı

projelerde yoğun olarak kullanılmaktadır. TBM ile en iyi verimin alınabilmesi için makine arazideki jeolojik şartlara göre tasarlanmalıdır (Koçbay vd, 2004).

Bu çalışmada DSİ tarafından ihale edilen ve inşaatı BM Mühendislik İnşaat ve A.Ş., Alpine-Mayreder, Verbundplan, VA TECH, Alstom Power ve Voith Siemens firmalar grubu tarafından yürütülmekte olan Ermenek Barajı ve HES inşaatı (Karaman) kapsamında yer alan Ermenek enerji tüneli kazısı ele alınmıştır. Kazı çapı 6,60 m, nihai çapı 5,60 m ve toplam uzunluğu 8.553 m olan enerji tünelinin 8.028 m'lik kısmı TBM ile açılmıştır.

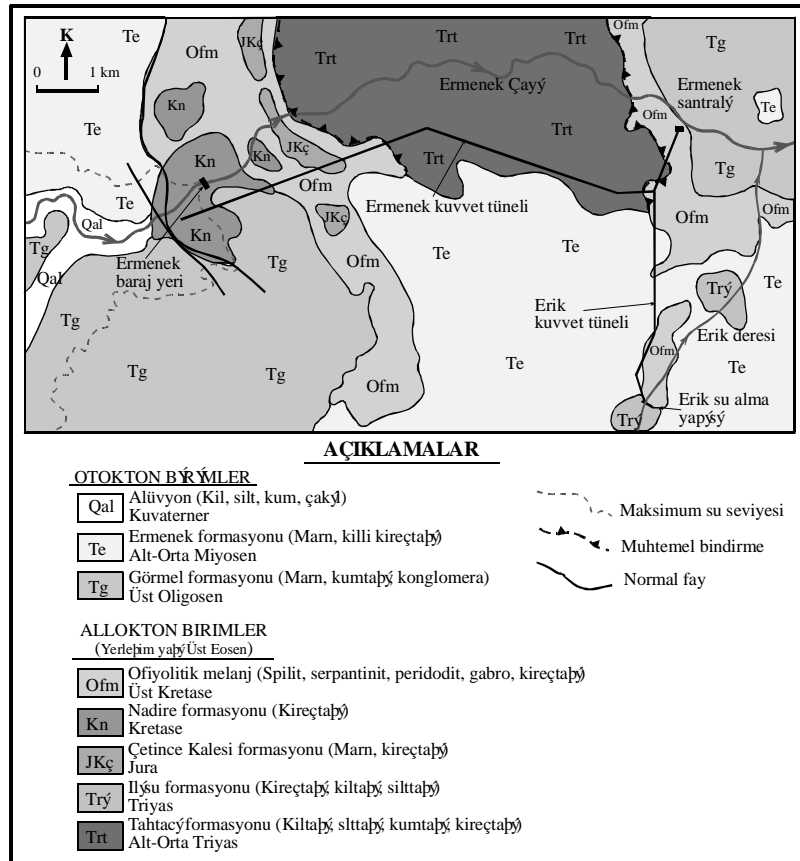
Tünel kazısına, tünel çıkış ağzından Ağustos 2003 tarihinde başlanmış ve Mart 2005 tarihinde bitirilmiştir. TBM kazısının performansının ölçülmesinde proje kayıtlarından alınan veriler kullanılmıştır. Ayrıca elde edilen değerler teorik verilerle denetlenmiştir.

2 JEOLJİ

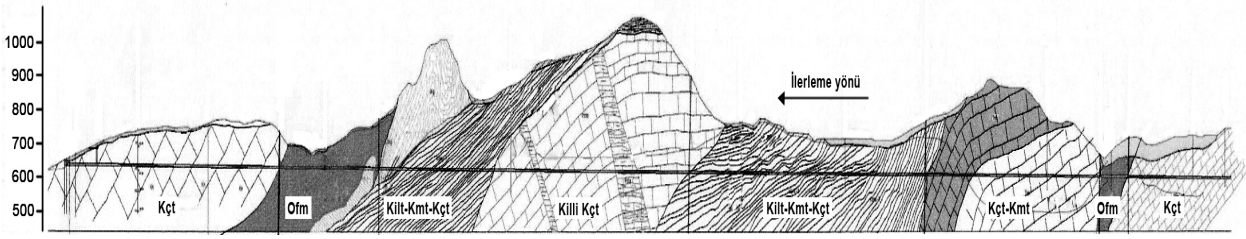
İnceleme alanında yaşıldan gence doğru kilitaşı, silttaşı, kumtaşı ve kireçtaşıdan oluşan Alt-Orta Triyas yaşlı Tahtacı formasyonu, kireçtaşı, kilitaşı ve silttaşıdan

oluşan Triyas yaşlı İlisu formasyonu, marn ve kireçtaşıdan oluşan Jura yaşlı Çetince Kalesi formasyonu, kireçtaşıdan oluşan Kretase yaşlı Nadire formasyonu, split, serpantin, radyolarit ve kireçtaşı bloklarından oluşan Üst Kretase yaşlı ofiyolitik melanj, marn, kumtaşı ve konglomeradan oluşan Üst Oligosen yaşlı Görmel formasyonu, marn ve killi kireçtaşıdan oluşan Alt-Orta Miyosen yaşlı Ermenek formasyonu ve Kuvaterner yaşlı yamaç molozu ile alüvyon yer almaktadır (EİEİ, 1999'dan değiştirilerek alınmıştır, Şekil 1).

Enerji tüneli güzergahındaki kazı çalışmalarında, farklı jeolojik ve jeoteknik özelliklere sahip kireçtaşı, ofiyolitik melanj, kireçtaşı-kumtaşı ardanması, kilitaşı-kumtaşı-kireçtaşı ardanması ve kilitaşı-killi kireçtaşı ardanmasından oluşan beş farklı birim gözlenmiştir (Şek. 2). Bu birimlerde yapılan sondajlardan ve alınan numunelerin incelenmesinden elde edilen jeoteknik veriler Çizelge-1'de verilmiştir.



Şekil 1. Ermenek barajı proje yerleşimi ve bölgenin jeoloji haritası



Şekil 2. Ermenek enerji tünel güzergahının jeoloji kesiti.

Çizelge 1. Enerji tüneline geçilen birimlerin ortalama jeomekanik özellikleri

Kaya tipi	Kireçtaşı	Ofiyolit (kıltaşı, kumtaşı, serpantin)	Kireçtaşı- kumtaşı	Kıltaşı- kumtaşı- kireçtaşı	Killi kireçtaşı- kıltaşı
Bölüm uzunluğu (m)	2275	911	1195	2293	1354
Birim hacim ağırlık (kN/m ³)	26.50	26.00	26.50	26.00	26.00
Tek eksenli basınç day. (MPa)	120	10	70	40	80
Kohezyon (kPa)	350	100	300	120	300
İçsel sürtünme açısı (°)	40	15	32	15	35
Gözeneklilik (%)	2	1.21	1.1	0.80	1.1
Q Değeri (Barton, 1974)	18	0.01	16	5	8
Q Değerine göre kaya sınıfı	İyi	Çok zayıf	İyi	Orta	Orta

3 TBM KAZISI

Tünel delme makineleri günümüzde başta şehir içi raylı sistemler (metro) ve hidroelektrik santral (HES) projeleri olmak üzere uzun bir güzergah boyunca sürekli ve yüksek performans gerektiren tünel açma işlerinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Açılacak olan tüneline çapına, deleceği zeminin jeolojik ve jeoteknik özelliklerine göre tasarlanan TBM'ler, her proje için özel olarak üretilir (Fruguglietti vd, 2000)

Derivasyon ve enerji tünelleri, genellikle baraj gövdesinin yanal olarak dayandığı sağlam kayalar içinde açılır. Dolayısıyla tünel açma işleminde kayanın, kazı sırasında oluşan ikincil gerilmelerden en az derecede etkilenmesi ve bu sayede

minimum tahkimat gereksinimleri ile donatılması istenmektedir. TBM ile tünel açma yöntemi ise sahip olduğu kazı performansı ve eşzamanlı tahkimat desteği sayesinde klasik del-patlat ve küçük çaplı mekanik kazıcıların kullanıldığı konvansiyonel tünel açma yöntemlerine nazaran daha ekonomik ve verimlidir. Günümüzde proje için uygun TBM seçimi, toplam proje maliyetleri üzerinde doğrudan belirleyici bir durum almıştır (Alber vd, 2000). Bu projede geçilecek jeolojik birimlerin jeoteknik özelliklerine ve açılacak tüneline boyutlarına bağlı olarak Çizelge 2'de özellikleri belirtilen TBM seçilmiş ve kullanılmıştır.

Çizelge 2. Ermenek enerji tüneline kullanılan TBM'in genel teknik özellikleri

Model	WIRTH TB 665 E
Çap	6.700 mm
Kesici adedi	52
En yüksek kesici çapı	432 mm
Güç	1.800 kW
Devir	8,1 dev/dak
Dönme momenti (%95)	2.020 kNm
Baskı kuvveti	9.660 kN
Silindir sayısı	4
Silindir çapı	400 mm
Çalışma basıncı	28.000 kPa (280 bar)
Taşıma bandı uzunluğu	18,2 m

Enerji tüneline 8.028 m'lik bölümü TBM ile, girişteki yaklaşık 525 m'lik bölümü ise klasik yöntemlerden del-patlat ile açılmıştır.

TBM ile açılan bölüm için günlük (18 saatlik) çalışma süresine göre hazırlanan kazı verimliliği Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 3. Ermenek Barajı enerji tüneline TBM ilerleme sonuçları

Aylar	Toplam aylık ilerleme (m)	Çalışılan gün sayısı	Günlük ortalama ilerleme (m)	Litoloji
1 Ağustos 2003	208.00	15	13.87	Kireçtaşı
2 Eylül 2003	438.00	22	19.91	Kireçtaşı
3 Ekim 2003	150.00	27	5.56	Kireçtaşı ve Ofiyolit (kıltaşı, kumtaşı, serpantin)
4 Kasım 2003	88.00	21	4.19	Ofiyolit (kıltaşı, kumtaşı, serpantin) ve Kireçtaşı-kumtaşı
5 Aralık 2003	497.00	20	24.85	Kireçtaşı-kumtaşı
6 Ocak 2004	275.00	12	22.92	Kireçtaşı-kumtaşı
7 Şubat 2004	681.00	21	32.43	Kireçtaşı-kumtaşı ve Kıltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
8 Mart 2004	392.00	26	15.08	Kıltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
9 Nisan 2004	1004.00	26	38.62	Kumtaşı-kireçtaşı
10 Mayıs 2004	738.00	24	30.75	Kumtaşı-kireçtaşı
11 Haziran 2004	647.00	24	26.96	Killi kireçtaşı-kıltaşı
12 Temmuz 2004	230.00	24	9.58	Kıltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
13 Ağustos 2004	306.00	25	12.24	Kıltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
14 Eylül 2004	247.00	16	15.44	Kıltaşı-kumtaşı-kireçtaşı

Çizelge 3. (devamı)

15 Ekim 2004	-	-	-	-
16 Kasım 2004	167.00	17	9.82	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı ve Kireçtaşı
17 Aralık 2004	222.00	26	8.54	Kireçtaşı ve Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin)
18 Ocak 2005	178.00	19	9.37	Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin)
19 Şubat 2005	695.00	26	26.73	Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin) ve Kireçtaşı
20 Mart 2005	865.00	19	45.53	Kireçtaşı

Çizelge 3'teki değerler dikkate alındığında çalışılan toplam 390 gün için günlük ortalama net ilerleme 20,59 m olarak hesaplanmaktadır.

Son yıllarda tünel kazısı için seçilen TBM'in, projenin bütünü üzerindeki ekonomik etkileri uluslararası çalışmalarda da ön plana çıktıkça, fizibilite çalışmaları sırasında TBM performansının "öngörülebilirliği" üzerine de çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Temel olarak TBM'in verimi zeminin jeoteknik özelliklerinden etkilenmekle birlikte makine tasarımının da bu konuda önemli rol oynadığı bilinmektedir (Nielsen vd, 1993).

Bu noktadan hareketle geliştirilen çalışmalar genelde daha çok kaya kütle değerlendirme kriterleri üzerine yoğunlaşmış ve sonuçta mühendislik jeolojisi özellikleri dikkate alınarak yeni yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu yaklaşımların en çok kullanılanlardan birisi Barton (1999) tarafından 145 adet TBM kazısı temel alınarak geliştirilen Q_{TBM} yöntemidir. Bu yöntemde, zeminin jeomekanik özellikleri ile makine parametrelerini bir arada kullanarak, TBM'in tünel güzergahı boyunca tek seferdeki (vardiyada) kazı verimliliği (teorik ilerleme hızı) m/saat cinsinden tahmin edilebilmektedir (Çizelge 4).

Çizelge 4. Ermenek enerji tüneline için hesaplanan Q_{TBM} değerleri

Performans Kriterleri	Kireçtaşı	Ofiyolit (serpantin, kireçtaşı, kumtaşı)	Kireçtaşı-kumtaşı	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı	Killi kireçtaşı-kiltaşı
Kaya kütle değeri (Q)	18	0.01	16	5	8
Kesici disklerin sanayi ömür indeksi (CLI)	90	50	60	50	70
Kuars oranı (%) (q)	5	20	10	25	5
Tünel aynasındaki tahmini dayanım ($\sigma\theta$)	120	10	70	40	80
TBM Performans indeksi (Q_{TBM})	128.63	< 1	974.26	288.00	194.26
Teorik ilerleme hızı (m/saat) (PR)	1.89	0.20	1.26	1.61	1.74
Teorik ilerleme hızı (m/gün)	34.02	3.60	22.68	28.98	31.32

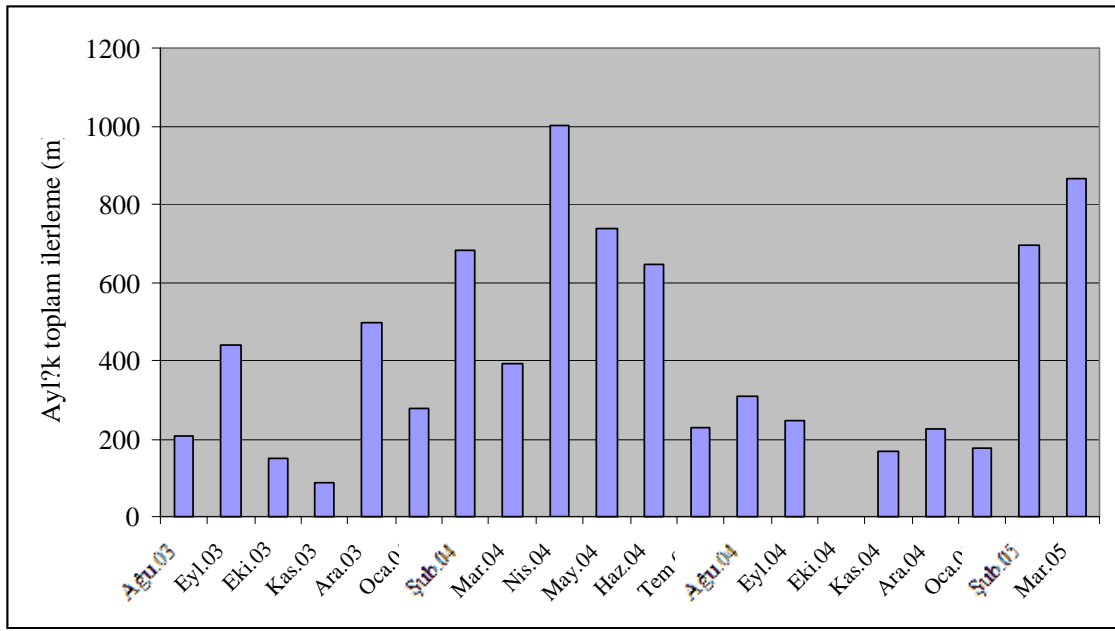
Ofiyolitik melanjın çok zayıf dayanımlı bölümlerinde Q değeri 1'den küçük çıktığı için teorik ilerleme hızı formül ile değil yöntemde önerilen abak ile hesaplanmıştır.

Q_{TBM} yöntemi ile her bir birim için hesaplanan teorik ilerleme hızlarının ortalaması 1.34 m/saat'dir. Buna göre günlük ortalama 18 saat çalışma için yapılması gereken ilerleme 24.12 m çıkmaktadır. Uygulamada gerçekleşen ilerleme hızı ise ortalama 20.59 m/gün'dür.

Kazının ilk aşamalarında, TBM'in kurulumu ve tam performansla işletmeye alınması için geçen zamandan ötürü

meydana gelen teknik gecikmelerin bu farkta payı vardır. Gerek jeolojik gerekse mekanik nedenlerden ötürü meydana gelen söz konusu teorik ve fiili performans farkları TBM kazılarında % 70 seviyelerine kadar çıkabilmektedir. Buradaki fark ise % 15 civarında olup oldukça iyi bir performans elde edildiğini göstermektedir.

Şekil 3'de görüldüğü gibi, TBM'in aylık ilerleme hızı Ekim 2003, Kasım 2003, Kasım 2004, Aralık 2004 ve Ocak 2005 döneminde beklenenin altında gerçekleşmiştir. Bazı aylarda ise ilerleme hızı ortalamanın üstünde gerçekleşmiştir.



Şekil 3. Ermenek enerji tüneli aylık ilerleme miktarları

Şekil 2'de verilen jeolojik kesit ve şekil 3'te verilen aylık ilerleme performansları karşılaştırıldığında; TBM in kurulum, tamir ve yapılan mekanik değişiklikler sırasında kaybettiği zaman dışında performansını doğrudan etkileyen özelliğin litoloji ve jeolojik yapı (karstik boşluk, fay, yeraltısuyu vb) olduğu daha iyi anlaşılmaktadır. Çünkü aylık ilerleme performansındaki düşüş ofiyolitik melanj, kilaşı ve gevşek kumtaşı kesilen dönemlere karşılık gelmektedir. Diğer tarihlerde ise sert ve orta sert kireçtaşı ile ilerlenmiştir. Bu da birimlerin jeoteknik özelliklerinin önemini ortaya koymaktadır.

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada Ermenek barajı enerji tüneli TBM kazısında gerçekleşen performans kayıtları, Q_{TBM} metodu ile önceden tahmin edilen ilerleme değerleri ile karşılaştırılmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Günlük ortalama 18 saatlik çalışma süresi için; uygulamadaki ortalama hız 20.59 m/gün, teorik ortalama hız ise 24.12 m/gün'dür. Bu değerler arasındaki yaklaşık % 15 lik fark bu tür büyük projeler için önemsenmeyecek düzeydedir.
- Tünel kazısı sırasında zayıf dayanım özelliklerine sahip ayrılmış ve karstik özellik kazanmış kireçtaşı ile çok zayıf jeoteknik

özelliklere sahip ofiyolitik melanja ait birimlerde ilerleme hızlarında düşüş olmuştur ve ancak günde 3-5 m ilerleme hızı elde edilebilmiştir. Ancak kireçtaşı gibi sert ve dayanımlı kaya türlerinde ise günlük 65 m ye kadar ilerlemeler sağlanmıştır. Dolayısıyla daha çok sert birimler geçileceği öngörülerek seçilen TBM'in, düşük dayanımlı zeminlerde verimliliği azalmıştır.

- Bazı aylarda (Örn; Ekim-Kasım) TBM performansında beklenenin dışında gözlenen anomali, tünel güzergahının jeoteknik özelliklerinde meydana gelen ani ve lokal değişiklikten kaynaklanmıştır.

- TBM kazısının performansı kayanın jeomekanik yapısına olduğu kadar, makinenin teknik özelliklerine de bağlıdır. Düşük dayanımlı zeminlerde ve yetersiz güç/keski sistemleri söz konusu olduğunda TBM kazıları verimliliklerini kaybederler.

- Birimlerin jeoteknik özelliklerinin seçilen makinenin özellikleri ile uyumlu olması, ayrıca Q_{TBM} formülünde kullanılan ortalama değerlerle uyum içinde olması sonucu teorik ve uygulamadaki kazı performansı projede ilerleme sağlandıkça ideale yakın sonuçlar vermektedir.

- Tünel güzergahlarındaki jeolojik birimlerin yatay ve düşey yöndeki değişikliklerinin ve jeoteknik özelliklerinin sık aralıklarla yapılacak çalışmalarla detaylı olarak belirlenmesi, kazı makine tipinin doğru seçilmesini sağlayacaktır. Böylece kazı veriminin artırılması sağlanmış olacak, zaman ve ekonomik kayıplar en aza indirilebilecektir.

KATKI BELİRTME

DSİ IV. Bölge Müdürlüğü ve Ermenek Barajı ve HES Kontrol Şube Müdürlüğü çalışanlarına, BM Mühendislik İnşaat ve A.Ş.'ne, Alpine-Mayreder'e ve Verbundplan (Pöyry)'a teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

- Alber, M., 2000. Advance rates of hard rock TBMs and their effects on project economics, *Tunneling and Underground Space Technology*, Volume 15, Number 1.
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, *Rock Mechanics*, 6, pp 189-234.
- Barton, N., 1999. TBM performance estimation in rock using Q_{TBM} , *Tunnels Tunneling International*, Milan, 31:41-8.
- EİEİ, 1999. Ermenek Projesi Jeoloji raporu, Ankara.
- Fruguglietti, A., Guglielmetti, V., Grasso, P., Grasso, G., Carrieri, G. and S. Xu, 1999. Selection of the right TBM to excavate weathered rocks and soils, *World Tunnel Congress ITA*, Oslo, 29 May-3 June, pp. 839-847
- Koçbay, A., Acır, Ö. ve Kılıç, R., 2004. Tünel delme Makinelerinin (TBM) Değişen Zemin Koşullarındaki Verimlilikleri Örnek Çalışma: Ermenek Barajı (Karaman), 57. *Türkiye Jeoloji Kurultayı*, 8-12 Mart 2004, MTA Kültür Sitesi, s. 172, Ankara.
- Nielsen, B and Özdemir, L., 1993. Hard rock tunnel boring prediction and field performance, *Rapid Excavation and Tunneling Conference Proceedings*, Boston, p.833-52.

Büyük İstanbul İçme Suyu, İkinci Merhale Projesi, Melen Sistemi Boğaziçi Tünel İnşaatı

Istanbul Drinking Water 2nd Phase Project, Melen System Bosphorus Tunnel Construction

Andrey Pavlenko^a, Erdal Çadırcı^a, Serkan Dağlıoğlu^b

^a *Alke-STFA-Mosmetrostroy JV, İstanbul*

^b *Devlet Su İşleri Genel Müdürlüğü*

ÖZET Bu bildiri Melen Su Projesi Boğaziçi Tünel İnşaatı ile ilgili ilk bilgileri vermektedir. İlk Olarak tünel projesi ile ilgili temel bilgiler, güzergahın jeolojisi ve sonrada seçilen makine hakkında bazı bilgiler sunulmuştur.

ABSTRACT In this paper, first the basic data on Melen Bosphorus Tunnel Project, the geology of the area and later the TBM selected for the Project is described.

1 GİRİŞ

Bu iş kapsamında, başlangıçta Ortaçeşme, Boğaziçi ve Ayazağa tünelleri olmak üzere toplam 9111 m uzunluğunda 4 m çapında tünel ve 137 m boyunda konduvi ve 8,2 m çapında 145 m derinliğinde shaft inşaatı bulunmakta idi. 2005'te İşveren Ortaçeşme ve Ayazağa Tünellerini bu paketin kapsamından çıkararak, Sözleşme Paketi no. 6 kapsamına alınmasına karar vermiş ve bununla ilgili olarak 04.02.2005 tarihinde kredi kuruluşu JBIC'nin onayı da alınmıştır. 27 Kasım 2006'da Yüklenici Grup "OJSC - Alke -STFA JV" ve İşveren "DSİ Genel Müdürlüğü" arasında 7. nolu paket ile ilgili sözleşme imzalanmıştır. İşin bedeli 171.994.600,71 YTL'dir (14.950.849.614,70 Japon Yeni).

Melen Sistemi Projesi'nin 5550 m uzunluktaki kesimini kapsayan inşaat işleri aşağıdakileri içermektedir:

Beykoz Shaftı: 8 m iç çaplı; Boğaziçi Tüneli tabanına kadar 145 m derinlikte,
Boğaziçi Tüneli: 5550 m uzunlukta,

İnşaat Ulaşım Galerileri (Avrupa yakası):
221 m uzunlukta.

Tüm tüneller ve konduvi 4 m iç çapında ve kalınlığı 12 ile 20 mm arasında değişen çelik kaplamalı olacak şekilde tasarlanmıştır.

2 BOĞAZ TÜNELİ VE JEOLJİSİ: (5551 M)

Boğaziçi Tünel güzergahında, daha önce açılan 5 adet sondaj ve jeofizik etütler sonucunda elde edilen jeolojik bilgilerin dahilinde, kaya üst kotunun daha yukarıda olduğu Beykoz-Tarabya güzergahında, deniz üstünden 3 adet, toplam 442,45 m temel araştırma sondajları yapılmış, elde edilen parametreler Jeoteknik Veri Raporu olarak hazırlanmıştır. Tünelin üzerinde kalan kesimin yaklaşık ilk 30 metresinde denizel alüvyon, geriye kalan yaklaşık 35-40 metrede ise ağırlıklı olarak ayrışmamış ya da az ayrışmış, ardanmalı kireçtaşı, kumtaşı ve çamurtaşı tabakaları ile yer yer diyabaz dayklarına rastlanmış olup, tünelin içerisinde açılacak olan jeolojik birimlerde gerek

geçirimsizlik, gerekse duraylılık yönünden herhangi bir problem beklenmemektedir. Boğaziçi Tüneli Ayazağa girişinden % 7 eğimle 2347 m, daha sonra 1081 m yatay olarak devam etmekte ve 145 m derinliğinde, 8,2 m çapındaki şafta ulaşmaktadır. Ortaçesme tarafından ise 2123 m'lik kesim del-patlat yöntemiyle açılacaktır.

Boğaz Tüneli'nin Avrupa yakasında Devoniyen yaşlı ayrışmamış - az ayrışmış ardalanmalı kumtaşı, kireçtaşı ve çamurtaşı tabakaları (Kartal Formasyonu), Asya yakasında ise Devoniyen-Siluriyen yaşlı karstik kireçtaşları (İstinye Formasyonu) yer almaktadır.

3 GENEL BİLGİLER VE KAZI

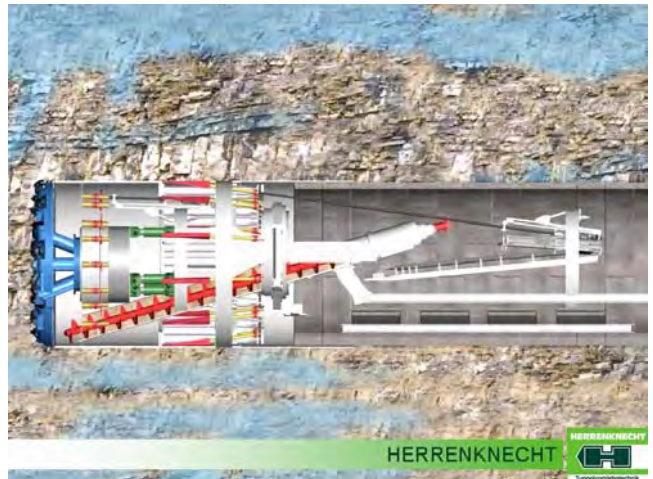
Boğaz Tüneli, boğazın altından Asya ve Avrupa kıtalarını birleştirecek ve böylelikle Melen Irmağı'nın suyunu İstanbul'un Avrupa yakasına taşıma olanağı sağlanmış olacaktır. Tünelin uzunluğu yaklaşık 5,5 km olacaktır. Tünel, İstanbul merkezinin yaklaşık 15 km kuzeyinden, Asya yakasında Beykoz kıyılarının, Avrupa yakasında ise Tarabya kıyılarının altından geçecektir. Tünel Açma Makinesi (TBM) ile açılacak olan kesimindeki kazı çapı 6,15 m olacaktır.

Tünel güzergahı dik yamaçları olan vadilerden geçmektedir, bu vadilerin üzerlerinde ise büyük çapta yapılaşma mevcuttur. Boğaz Tüneli'nin TBM yardımıyla açılacak yaklaşık 3200 m kısmı karada ve 1500 m'lik bölümü deniz kesiminde yer almaktadır. Boğaz Tüneli'nin su altında kalan bölümünün taban kotu yaklaşık olarak -135m'dir ve bu derinlikte üzerindeki kaya et kalınlığı yaklaşık 30 m olacaktır. Tünelin kara bölümünde eğimi % 7,44, buna karşılık deniz bölümündeki tünel eğimi ise % 0,14 olarak planlanmıştır. Boğaz Tüneli'ndeki su deşarjı, kontrol, muayene ve teknik bakım gibi amaçlar için projede bir drenaj şaftı öngörülmüştür. Söz konusu şaftın çapı 8,1 m, derinliği ise yaklaşık 145 m'dir.

Araştırmaların değişik aşamalarında 200 m derinliğe kadar 31 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Tünel güzergahının değişik seksiyonları üzerinde sondaj kuyularının dağılımı aşağıdaki gibidir: 16 kuyu Asya

tarafında, 7 kuyu Avrupa tarafında ve 8 kuyu deniz bölümündedir. İçerisine tünelin yerleştirileceği toprak masifinin jeolojik-hidrolojik şartlarının araştırılması amacıyla çok sayıda zemin testleri yapılmıştır. TBM ile açılacak kesimindeki kazı kıltaşı ve kireçtaşı ardalanmalı yer yer volkanik sokulumlarla kesilmiş bir litoloji içerisinde yapılacaktır. Bu kesimde özellikle muhtemel fay zonlarında ve volkanik sokulumların söz konusu olduğu yerlerde ciddi su sorunları ile karşılaşması olasıdır.

Zor jeolojik ve hidrojeolojik şartlar, kendine özgü bir kent inşaatının söz konusu oluşu ve de tünelin hızla geçilmesini şart koşan son derece sıkışık iş bitirme süreleri, "Herrenknecht" marka hem kapalı modda (EPB) hem de açık modda çalışabilen mekanize bir tünel kazı makinesinin satın alınmasını gerektirmiştir. Makine Şekil 1'de görülmektedir. Söz konusu donanımın bütünü içerisinde vidalı konveyör ile taşıma sistemi de yer almaktadır. Bu teknoloji çok esnek bir teknolojidir ve değişken zemin şartlarında kullanılmaktadır, yani aşınmayı azaltmak için TBM hem sert kaya kesimlerde açık modda kullanılabilir, hem de stabil olmayan gevşek zeminlerde gelen suyu dengelemek için kapalı modda çalışabilmektedir. Açık moddan kapalı moda geçişin kolay yapılabileceği düşünülmektedir. Yeraltı su seviyesinin çok yüksek olduğu en elverişsiz hallerde bile, zemin durumu ile ilgili ölçümler makinenin içinden yapılabilmektedir.



Şekil 1. Melen Projesi için Seçilen TBM

TBM, delme işini stabil hale getiren, toprak kazı ve yüklemesi yapan, prekast kaplama elemanların montajını yapan, donanımın tümünü hareket ettiren ve tünelin kaplamasının arkasına kontak enjeksiyonu yapabilen mekanizmalarla ve düzeneklerle teçhiz edilmiştir. Ayrıca yağlama ve sızdırmazlık, soğutma, yeraltı su deşarjı ve donanım kumanda sistemleri bulunmaktadır. Diğer taraftan su oranı yüksek gevşek zemin geçilirken karıştırılması için köpük jeneratörü de mevcuttur. Konveyöre ve çalışma kamarasına bağlı pompalarla su, konveyör ve çalışma kamarası üzerinden emilerek, tünelin drenaj sistemine verilebilmektedir. Drenaj sırasında enjeksiyon su basıncını ve miktarını düşürmek için yapılmaktadır. Tünel açma makinesinin bütünü içinde ön keşif amaçlı delme için iki düzenek öngörülmüştür. Bu düzeneklerden biri, doğrudan delme işini yapan elamanın üzerinde bulunmaktadır, diğeri erektör ile 1 no'lu arabanın arasındaki köprüde yer almaktadır. Her iki düzeneğin kendi döner şasileri vardır. Öndeki düzenek, delme amaçlı keşif için veya delme işi yapan elemanın delme tarafındaki yüzünde yer alan 15 adet delik üzerinden pompaj için öngörülmüştür. Arkadaki düzenek veya arka düzenek ise delme amaçlı keşif için veya delme işi yapan elemanın muhafazası içinde yer alan 10 adet çevre delik üzerinden pompaj için öngörülmüştür. TBM donanımı içersinde aşağıdaki mekanizmalar yer almaktadır: Harç aksamı, havalandırma ünitesi, yedek dizel kompresör, oto taşıma sistemi ve konveyör taşıma sistemi, donanıma ait sistem ve mekanizmaların montajı ile bakım ve onarımı için kullanılan donanım aparatlar.

TBM'in taşıma sistemi, 100 kW gücündeki beş adet multiservis dizel makineden oluşmaktadır. Makinelere iki adedi blok, boru ve malzemelerin taşınması içindir, iki adedi harç taşımak için, bir adedi ise insan taşımak içindir. Mekanize donanımlarla tünel inşa etmenin hızını etkileyen en temelli etkenlerden biri, pasanın taşıma işinin organizasyonudur. Pasanın lokomotif ile taşınması, zaman olarak bir delme sürecinin yarısı kadar zaman almaktadır, diğer yandan da tünelin uzunluğu büyüdükçe, inşaat hızı

büyük ölçüde düşmektedir. Sözü edilen projede geleneksel taşıma sistemlerinin yerine, yük akışlarını birbirinden ayıran yeni bir teknolojik taşıma sistemi uygulanacaktır. Tünelin iç yüzeylerine monte edilecek olan kaplama blokları, tamponaj harcı, delme işinde ilerledikçe eklenen veya arttırılan teknolojik boru birimleri ve insan taşınması multiservicecar'lar ile iletilecektir, çıkan pasanın tünel girişine ve yüzeye taşınması sürekli konveyör ile yapılacaktır. Konveyör taşıma sisteminin bütünü içerisinde aşağıdaki birimler yer almaktadır:

Aktarma işi yapan yükleyici (enine bant konveyör) delme işi yapan makinenin römorku konumundaki bant konveyöründe bulunan pasayı tünelin bant konveyörüne aktarmak için kullanılacaktır. Tünel kazısı ilerledikçe, aynı zamanda konveyörün de sürekli olarak uzaması, özel bir bant biriktirici veya bant tamburu sayesinde olmaktadır. İnşaat alanının dar ve inşa edilen tünelin uzunluğunun büyük oluşu yüzünden, bant gergi sistemi ile donatılmış 400 m³ kapasiteli dikey bir bant tamburunun kullanılmasına karar verilmiştir. Bant biriktiricisinin veya bant tamburunun 25 m yüksekliğindeki kulesi, tünel girişinin önüne, tünel konveyör taşıyıcısına ait boşaltma mekanizmasının hemen arkasına monte edilmektedir. Dikey biriktirici veya dikey tambur, iki adet yatay tambur blokundan oluşmaktadır. Üstteki sabit tambur ve alttaki hareketli tambur, kontrağırlık sandığını taşıyan ve içerisinde balast yükünün, üst kaldırma ve alt gergi vinçlerinin ve kontrol ve kumanda düzeneklerinin yer aldığı gergi arabası alt tambura asılıdır. Balastın yükü, konveyör uzadıkça artmaktadır. Bantın ön gerilmesi dinamometrik bir düzenek tarafından kontrol edilmektedir. Söz konusu düzenek, kanat gevşemesinin ve aşırı yüklenmenin anlaşılmasına ve de balast yükünün ağırlığının kontrol edilmesine yaramaktadır. Biriktiricideki veya tamburdaki bant rezervi kullanıldıktan sonra, izleyen dört yüz metrelik parça şarjı yapılabilmekte, bu amaçla söz konusu müteakip 400 m'lik parçanın uçları özel bir montaj masasında öndeki parçanın uçları ile lastik kaynağı yoluyla birleştirilmektedir.

Tünel konveyörünün ve TBM'e ait konveyörün güvenli işletmesi için, TBM'in teknolojik arabaları boyunca arıza şalterinin halatı monte edilecek ve bu halatın üzerinde her 250 m'de bir arıza şalterleri koyulacaktır. Kontrol ve kumanda, pilot kabinindeki panodan yapılmaktadır.

Modern TBM donanımı ile tünel açmada kullanılan yüksek düzeyde verimli ve ekonomik yeni teknolojiler, yoğun kent yapılaşmasının koşulları içinde ve madenciliğin zor hidrojeolojik koşullarında söz konusu olan riskleri azaltmaya olanak vermektedir.

4 SONUÇLAR

Bu bildiriye Melen Su Projesi Boğaziçi Tünel İnşaatı ile ilgili ilk bilgileri vermiştir. Tünel güzergahı dik yamaçları olan vadilerden geçmektedir, bu vadilerin üzerlerinde ise büyük çapta yapılaşma mevcuttur. Boğaz Tüneli'nin TBM yardımıyla açılacak yaklaşık 3200 m kısmı karada ve 1500 m'lik bölümü deniz kesiminde yer almaktadır. Boğaz Tüneli'nin Avrupa yakasında Devoniyen yaşlı ayrışmamış - az ayrışmış ardalı kumtaşı, kireçtaşı ve çamurtaşı tabakaları (Kartal Formasyonu), Asya yakasında ise Devoniyen-Siluriyen yaşlı karstik kireçtaşları (İstinye Formasyonu) yer almaktadır. Tünelin kazısı için Herrenknecht marka hem kapalı hem de açık modda çalışabilen bir TBM seçilmiştir. Makinenin tasarımı ve inşası tamamlanmıştır. Yerine nakli için çalışmalar yapılmaktadır.

Ambarlı Atıksu Tünel'inde EPB-TBM Uygulaması

The Use of an EPB Machine in Ambarlı Sewerage Tunnel

Erdal Bilgili, Mehmet Ayyıldız, Orhan Turp

İlci İnş. A.Ş. – Özgün İnş. Ltd. Şti. Ortaklığı, İstanbul

ÖZET Bu bildiri Ambarlı Atıksu Tüneli'nde kullanılan EPB-TBM'in performansı irdelenmiştir. İlk olarak proje tanıtılmış, bölgenin Jeolojisi hakkında kısa bilgi verilmiştir. Makinenin kuruluşu ve işleyişi sırasında karşılaşılan problemler, zemine uygulanan basıncın deformasyonlara etkisi, kullanılan kimyasallar ve makine performansı tartışılmıştır.

ABSTRACT The performance of an EPB-TBM used in Ambarlı Sewerage Tunnel is discussed in this paper. First the brief description of the project and later the geology of the area are given. The problems associated with the assembly and operation of the machine, the effect of the earth pressure on the deformations, the use of chemicals and the performance of the machine are discussed.

1 PROJENİN TANIMI

Ambarlı Atıksu Tünel inşaatının yapılması ile; İstanbul Sazlıdere Barajı ve çevresi, Alibeyköy Barajı ve çevresi, Arnavutköy İlçesi, Küçükçekmece İlçesi, Bahçeşehir Beldesi, Avcılar İlçesi ve Yakuplu Beldesi'nin çevre kirliliğine neden olan atıksuların toplanarak Ambarlı atıksu arıtma tesislerine ulaştırılacak ve burada arıtılmasını takiben 300 m açıktan Marmara Denizi'nin dip akıntularına verilerek çevreye zarar vermeden uzaklaştırılması sağlanacaktır. Tünel güzergahı Şekil 1'de verilmiştir. Tünelin uzunluğu 4829,6 m, kazı çapı 4,66 m ve tünel iç çapı 3,6 m'dir. Ayrıca projede 9 m iç çapında 3 kuyu vardır. Sözleşme tarihi 28.07.2005, işe başlama tarihi 09.12.2005, ihale bedeli 24.354.814 YTL'dir. İşin bitim tarihi 29.12.2008'dir. 30.09.2007 tarihine kadar işin % 49,2'si tamamlanmıştır.

Proje için Herrenknecht marka bir EPB Tünel Açma Makinesi seçilmiştir. Seçilen makinenin teknik özellikleri Çizelge 1'de, makinenin genel görünüşü ise Şekil 2'de verilmektedir.

2 BÖLGENİN JEOLJİSİ

Tünel açılacak güzergahın jeolojisi başlıca kil - kıltaşı, silt – siltaşı, kumtaşı ve karbonatlı seviyelerinin oluşturduğu ayrıca yeşil, yeşilimsi gri renkli konsolide killerin daha hakim olduğu formasyondur.

Ayrıca mevcut dere yatakları içerisinde, dere kili, deniz çakılı, deniz kumu da yer yer görülmektedir. Zemin özellikleri, Likit Limit (LL) % 37-79, Plastik Limit (PL) % 15-25, Plastisite İndeksi (PI) % 21-54, Doğal Nem İçeriği (W_n) % 19-26, Kohezyon (c) 60-80 kPa, İçsel Sürtünme Açısı 5-10 derece ve Doğal Birim Hacim Ağırlığı 1,8-1,9 gr/cm³ aralığında bulunmuştur.



Şekil 1. Ambarlı Atıksu Tünelinin Güzergahı

Çizelge 1. Herrenknecht EPB Tünel Açma Makinesinin Teknik Özellikleri

Model	M-1070E EPB400AH
Kesici Kafa Tipi	Karışık Zemin
Kazı Çapı	4616 mm
Kalkan Dış Çapı	4560 mm
TBM Uzunluğu	12723 mm
Kesici Kafa Dönüş Hızı	0 – 7,22 rpm
Kesici Kafa Gücü	400 kW (Hidrolik Motor)
Kesici Kafa Maksimum Tork	3117 kN.m
Kesici Kafa Ağırlığı	35 ton
Ön Şilt Ağırlığı	79 ton
Orta Şilt Ağırlığı	58 ton
Arka Şilt Ağırlığı	14 ton
Keskiler	16 çiftli disk keski, 2x18 kama tipi keski, 8 pasa sıyrma kovası
Yönlendirme Silindir Sayısı	4 adet
Yönlendirme Silindiri Baskı Kuvveti (İtme / Çekme)	1809 / 553 kN
Yönlendirme Silindiri Stroğu	200 mm
Yönlendirme Açıları (aşağı-yukarı / sağa-sola / çapraz)	4,1° / 4,1° / 2,9°
İtme Silindiri Sayısı	16
İtme Silindiri Stroğu	1850 mm
Toplam Baskı Kuvveti (İtme / Çekme)	16625 / 5730 kN
Maksimum Ayna Basıncı	5 atm
Burgulu Konv. (Helezon) Çapı	600 mm
Burgulu Konveyör Uzunluğu	12264 mm

Çizelge 1. (devamı)

Burgulu Konv. Maks. Tork	71 kN.m
Burgulu Konveyör Dönüş Hızı	0-22 rpm
Burgulu Konveyör Ağırlığı	14 ton
Bant Konveyör Eni	600 mm
Bant Konveyör Hızı	1,5 m/s
Bant Konveyör Kapasitesi	150 m ³ /saat
Bant Konveyör Uzunluğu	44123 mm
Segment Eni	1,20 m



Şekil 2. Ambarlı Atıksu Tüneli'nde Kullanılan Herrenknecht EPB-TBM

3 EPB KAZI PRENSİBİ

Tünel güzergahının jeolojisi gereği klasik metotla tünel açmak yerine EPB prensibi ile çalışan tünel makinesi ile kazı yapılmasına karar verilmiştir. Tünel kazı çapı 4,66 m'dir ve buna uygun olarak Almanya'dan Herrenknecht firmasından EPB modunda çalışan bir tünel açma makinesi satın alınmıştır. Makinenin kazı esnasında zemine uygulamış olduğu basınç sayesinde istenilen segment uzunluğunda ve istenilen hafriyat kadar kazı yapmak mümkün olmaktadır.

Kazı esnasında zemin koşullarına göre kesici kafa ile ön şilt arasında bulunan kazı basınç hücrelerine 0,1 ile 3 bar arasında basınç uygulanmaktadır. Makinenin zemine uyguladığı basıncın, hafriyatın konveyör bant sistemine alınmasını sağlayan helezon (burgu) sistemindeki basıncın ayrıca arka tarafta bulunan ve segmentlere basarak ilerleme yapmaya yarayan ana itme silindirleri basıncının birbirleri ile de uyumlu olması şarttır. Sistemde kazının daha kolay yapılabilmesi için kesici kafa ile zemin arasına, ön şilt ile kesici kafanın arka kısmına ve helezon içine basınçlı tensid (% 1-5) + polimer (% 0,2-2) + su + hava karışımı verilmektedir. Karışımın yüzde oranları hem işletme koşulları hem de maliyet açısından önemlidir.

4 EPB PRENSİBİ İLE ÇALIŞAN TBM UYGULAMASINDA KARŞILAŞILAN SORUNLAR

4.1 Makinenin Montajında Karşılaşılan Sorunlar

Karşılaşılan sorunlar projenin uygulanışını önemli ölçüde etkilemiştir. Makinenin imalatı esnasında işçilik ve ölçülendirme hataları nedeniyle montaj aşamasında bazı parçalar birbirini karşılamamıştır. Örneğin, kesici kafada bulunan hafriyat sıyrıcılarından 2 adet imalat aşamasında yanlış ölçülendirilmiş ve neticesinde bu parçalar montaj esnasında yerlerine oturmemiştir. Arka gantri sisteminin ana şase bağlantı civata ve yatakları ölçüsünde olmayan kısımlar vardır.

4.2 Kazı Esnasında Karşılaşılan Sorunlar

Tünel kazısında birçok problemle karşılaşmıştır. EPB Tünel Makinesi işletme programının eski versiyon olması nedeniyle makine tünel kazı imalatının başlarında verim alamamıştır. Yeni versiyon işletme programı gelince kazı randımanı artmıştır.

Kazı çalışmasının başlarında tünel kazısı EPB modunda değil, açık modda yani sert kaya makinesi gibi çalıştırılmıştır. Bu da aşırı derecede hafriyat alınmasına neden olmuş ve yeryüzünde aşırı deformasyonlar meydana gelmiş ve bazı binalarda hasar oluşmuştur.

Kazı esnasında kafa kısmına, ön şilt içindeki hafriyat hücrelerine ve helezona uygulanan basınçlar arasındaki uyumsuzluk neticesinde kazı süreleri uzamakta ve istenilen ilerlemeler elde edilememektedir. Bu sebeple basınçlar uygulanırken belirli kıstaslar göz önüne alınarak hareket edilmelidir.

Kazı esnasında segmente basan itme piston guruplarının uyumsuz şekilde çalışması neticesinde segmentlerde yer yer kırılmalar olmaktadır.

Kazı esnasında makinenin özellikle konveyör bant sistemindeki parçaların aşınması ve kırılması yapılacak işlerin aksamasına neden olmuştur.

Konveyör bant sistemindeki kauçuk merdaneler sürekli kopmakta ve bantın çalışmasını aksatmakta ve kazı durmaktadır.

Kazı esnasında kullanılan köpük kimyasalın uygun seçilmemesi ve neticesinde hafriyatın kafaya sarması, içeriye alınamaması, kazı süresinin uzamasına ve makinenin yıpranmasına sebep olmaktadır.

Tüm sistemin (hidrolik yağlar, elektrik motorları ve hidrolik pompalar) soğutulmasında kullanılan suyun gerekli olduğu kadar temiz olmaması, kireçli olması soğutucuların tıkanmasına ve görevini yapamamasına, neticesinde tüm sistemin ısınmasına ve makinenin durmasına neden olmaktadır.

5 ZEMİN KOŞULLARININ VE EPB MODUNDA ÇALIŞAN TÜNEL AÇMA MAKİNASININ YERYÜZÜ DEFORMASYONLARINA ETKİSİ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi bünyesinde açılmakta olan Ambarlı Atıksu Tüneli, yerleşim bölgelerinde, zaman zaman yüzeye çok yakın mesafededir.

Tünel açma makineleri (EPB-TBM) ile açılan tünellerde; jeoteknik ölçümler tünel emniyeti, yüzeyde bulunan yapıların emniyeti ve tünel makinelerinin işletmeciliği bakımından büyük önem arz etmektedir. Şehir içi tünelleceğinde, tünel imalatı sırasında yüzeyde oluşacak deformasyonların mevcut yapılar üzerinde zaman zaman olumsuz etkileri olmaktadır.

Tünel güzergahının jeolojisinin detaylı olarak bilinmesi tünel açımı sırasında karşılaşılabilecek sorunların önceden kestirilmesi açısından önemlidir. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı'nda proje aşamasında yapılan araştırma sondajları yardımı ile yapılan detaylı jeolojik çalışmaların haricinde, tünel kazısına başlamadan önce gerekli görülen ilave araştırma sondajları ve jeoteknik çalışmalar da yapılmıştır.

Ambarlı Atıksu Tüneli genel olarak Gürpınar Formasyonu birimleri içinde açılmaktadır. Gürpınar Formasyonu'nun yapısal bir özelliği ise çok kısa mesafelerde jeomekanik özelliklerinin değişebilmesidir. Zeminin jeomekanik parametrelerdeki değişimlerine paralel olarak makinenin kazı sırasındaki davranışları beraberinde de tünel içi ve yüzey deformasyon miktarları da değişebilmektedir.

Önceden belirlenmiş olan jeolojik veriler, ayna raporları ve yüzey deformasyonları birlikte değerlendirilerek tünel açma makinesinin işletim programında değişiklikler yapılarak yüzey deformasyonlarının önlenmesi veya minimize edilmesi kesinlikle mümkündür. Yeni tünel açma makineleri ile (TBM-EPB) imalatı yapılan tünellerde eğer makineler gerektiği gibi işletim programına göre kullanılmazsa aynada istenilenin haricinde fazla kazı alınır ve bu da yüzeyde kaçınılmaz deformasyona sebep olur. Ambarlı

Atıksu Tünel İnşaatı'nda kullanılan EPB tünel açma makinesi zemin olarak kazı esnasında kendini tutamayan ve zemine basınç uygulayarak kazının yapılmasını gerektiren makinedir. Kazı esnasında zemine, arka işletim ünitelerine gerektiği gibi basınç uygulanmadığı takdirde aşırı derecede kazının yapılmasına sebep olmakta ve neticesinde yüzeyel deformasyon mümkün olmaktadır.

6 AMBARLI ATIKSU TÜNELİ KAZISI SIRASINDA KULLANILAN KİMYASALLAR

İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi bünyesinde yapılmakta olan Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı'nın kazısı esnasında çeşitli kimyasallar kullanılmaktadır. Bu kimyasallar zemini makine tarafından daha kolay kazılabilir hale getirmekte ve makinenin özellikle kesici kafanın ve ekipmanlarının aşınmasını azaltmaktadır. Kimyasallar makine kazısı esnasında belirlenen oranlarda, sürekli aynaya, kafa ile makine arasındaki hafriyat haznesine ve helezona üç ayrı noktadan kontrollü bir şekilde verilmektedir. M-1070 model tünel açma makinesinde kimyasallar aynaya 4 ayrı noktadan, hafriyat haznesine 2 ayrı noktadan ve helezona ise 3 ayrı noktadan maksimum 5 bar civarında basınçla zemine verilmektedir.

Kimyasal olmadan kazılar yapılmış ancak sonuçları maliyeti arttırmış ve işin süresini uzatmıştır. Kimyasal olmadan sadece su ile yapılan kazılarda hafriyat sürekli kesici kafaya sarmakta ve hafriyatın içeriye alınmasını sağlayan bölümlerin kapanmasına neden olmaktadır. Bu sebeple kazı süresi normalden daha fazla sürmektedir. Normalde 1,20 m ilerleme 35-40 dakika arasında olmaktadırken, kimyasal olmadan yapılan kazılarda bu süre 100-120 dakikalara ulaşmıştır. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı kazısında kullanılan kimyasallar ve üretici firmalar Çizelge 2'de verilmiştir.

Kimyasallar kazılan formasyonun jeolojik özelliklerine göre kullanılma miktarında değişiklik göstermektedir. Kazı esnasında jeolojinin iyi takip edilmesi ve neticesinde kimyasalı köpük hale getiren ünitenin de

dozajı ayarlanmalıdır. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı kazısında farklı jeolojik özelliklerde farklı miktarlarda ve farklı kimyasallar kullanılmaktadır. Bir segment eni (1,2 m) veya 20 m³ kazı için kullanılan kimyasalların formasyon türüne göre tipleri ve miktarları Çizelge 3’de özetlenmektedir.

Çizelge 2. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı Kazısında Kullanılan Kimyasallar

Kimyasal	Firma
CLBF4/TM-8	CONDAT
TFA7	CONDAT
FOMEX EC	LAMBERTI
DRILLAM	LAMBERTI
SHELD CLENEAR	LAMBERTI
MEYCO SLF-30	BASF
MEYCO SLF-143	BASF
MEYCO SLF-211	BASF
MEYCO FIX-P1	BASF

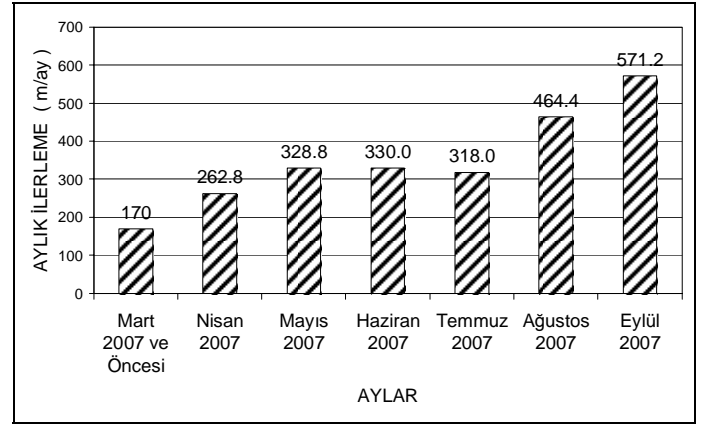
Çizelge 3. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı’nda 20 m³ (1,2 m ilerleme) Kazıda Formasyon Türüne Göre Kullanılan Kimyasallar ve Miktarları

Formasyon	Kimyasal	Miktar
Kuşdili Form.	MEYCO FIX-P1	144 litre
Gürpınar F.	CLBF4/TM-8	40-50 litre
Sarı-gri-yeşil siltli kil	TFA7	8 litre
Kiltaşı, kum-kumtaşı	FOMEX EC	55-72 litre
Deniz kumu ve çakılı	DRILLAM	5-10 litre
	SHELD CLENEAR	45-50 litre
	MEYCO SLF-30	55-80 litre
	Köpük	% 1,0
	Polimer	% 0,4

7 TÜNEL AÇMA MAKİNESİNİN PERFORMANSI

Tünel açma makinesinin kazıya başlama tarihi 9 Şubat 2007’dir. Bu performans değerlendirmesinin tarihi olan 17 Ekim 2007’ye kadar toplam 2667,7 m kazı yapılmıştır. Tünel açma makinesinin ortalama aylık ilerleme miktarları Şekil 3’de

verilmektedir. B ilerleme değerleri günde 12 saatlik 2 vardiya ve haftada 7 gün çalışma koşullarında sağlanmıştır.



Şekil 3. EPB-TBM’in Aylık İlerlemeleri

Şekil 3’de görülmektedir ki, aylık ilerleme miktarları zaman geçtikçe artmaktadır. Her TBM ile kazı yapılan projede olduğu gibi, öğrenme evresinde kazı hızları düşüktür fakat gittikçe artmaktadır. Öğrenme evresi geçirildikten sonra kazı hızları belirli bir seviyeye ulaşacaktır. İlk aylarda kazı hızlarının düşük olmasının bir nedeni de EPB Tünel Açma Makinesi işletme programının eski versiyon olmasıdır. Yeni versiyon işletme programı gelince kazı randımanı artmıştır. Diğer bir neden de kazı çalışmasının başlarında tünel kazısı EPB modunda değil, açık modda yani sert kaya modunda olmuştur. Bu da aşırı derecede hafriyat alınmasına neden olmuş ve yeryüzünde aşırı deformasyonlar meydana gelmiş ve bazı binalarda hasar oluşmuştur.

Kazı esnasında segmente basan itme piston gruplarının uyumsuz şekilde çalışması neticesinde segmentlerde yer yer kırılmalar olmuştur. Ayrıca, kazı esnasında makinenin özellikle konveyör bant sistemindeki parçaların aşınması ve kırılması yapılacak işlerin aksamasına neden olmuştur. Tüm bu etkenler makinenin kullanım oranını düşürmüştür.

Makinenin ortalama ve en iyi ilerleme değerleri Çizelge 4’de özetlenmiştir. Buna göre, yaklaşık 7 aylık bir çalışma sonrasında 13,7 m/gün, 95,9 m/hafta ve 383,6 m/ay kazı hızı ortalamaları elde edilmiştir. En iyi ilerlemeler 27,6 m/gün, 154,8 m/hafta ve 571,2 m/ay olmuştur.

Çizelge 4. En İyi ve Ortalama İlerlemeler

En iyi günlük ilerleme	27,6 m
En iyi haftalık ilerleme	154,8 m
En iyi aylık ilerleme	571,2 m
Ortalama günlük ilerleme	13,7 m
Ortalama haftalık ilerleme	95,9 m
Ortalama aylık ilerleme	383,6 m

8 SONUÇLAR

Mekanize tünel açma işi Türkiye'deki birçok müteahhit firma için yeni bir kavramdır. Mekanize tünel açmanın faydaları görüldükçe İlci ve Özgün İnşaat gibi birçok müteahhit firma tünel açma işlerini mekanize olarak yapmaya başlamışlardır. Kazı esnasında yaşanan birçok soruna karşı, bu sorunların zaman içinde aşıldığı ve belirli bir öğrenme periyodunun geçildiği görülmüştür. Ambarlı Atıksu Tünelleri'nde kullanılan Herrenknecht marka EPB-TBM Eylül 2007'de 571,2 m aylık ilerlemeye ulaşmıştır. Kullanılan kimyasalların değişik formasyonlar üzerindeki etkileri ve makinenin çalışma koşulları daha detaylı olarak öğrenildikçe bu ilerleme miktarlarının daha da yükseleceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

İlci İnş. A.Ş. – Özgün İnş. Ltd. Şti., 2007. Ambarlı Şantiye Arşiv, İstanbul.
Herrenknecht, 2007. Operating Manual, İstanbul.

Assessment of Ground Squeezing and TBM Jamming Potential in Nosoud Water Transfer Tunnel

Kouros Shahriar^a, Jafar Khademi Hamidi^a, Hadi Bejari^b

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

^b *Department of Mining and Geophysical Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran*

ABSTRACT The 48 km long Nosoud water transfer tunnel as the longest water transfer project in Iran is now being excavated by a double shield TBM. Due to existing weak rock conditions and highly thick overburden in some sections along the tunnel alignment, occurrence of squeezing behavior and high ground convergence is probable which may cause problematic TBM drive. So, estimation of squeezing potential and imposed ground pressure on TBM shield in the vicinity of tunnel face is necessary before encountering such conditions. In this study, based on semi-empirical methods and numerical modeling, squeezing potential was assessed. Then, by using the convergence-confinement method, critical sections with potential for TBM shield jamming were predicted along the Nosoud tunnel. The analysis results show that TBM shield will be jammed in sections 1, 2 and 7 if the amount of over cut is 50 and 75 mm.

1 INTRODUCTION

Geotechnical hazards such as squeezing, heavy load on TBM shield may cause problems for TBM driving in difficult ground conditions. So, prediction of TBM jamming potential before encountering these conditions can help operators cope with such problems by using mitigation measures such as over cutting, use of lubricators etc. This is more important when a shielded TBM is used for tunnel excavation. The 48 km long Nosoud Tunnel is one of the longest water transfer project in Iran. The second lot of this tunnel is being excavated by a 6.73 m diameter double shield TBM in rock. Weak rock masses and highly thick overburden in some sections increased the squeezing potential along the tunnel alignment.

There are three common methods to assess squeezing potential in rock masses including empirical, semi-empirical and theoretical-analytical models. Empirical methods are based on two parameters including Q rock mass classification system and tunnel depth.

Among them, the investigations carried out by Singh et al. (1992) and Goel et al. (1995) should be noted. The semi-empirical methods have focused on squeezing potential by using expected deformation of the rock mass surrounding the tunnel in a hydrostatic stress field. The common starting point of all these methods for quantifying the squeezing potential of rock is the use of the “Competency Factor”, which is defined as the ratio of uniaxial compressive strength of rock to overburden stress. The models proposed by Jethwa et al. (1984), Aydan et al. (1993) and Hoek and Marinos (2000) are the most common ones to assess the squeezing potential semi-empirically. The theoretical-analytical approaches involve all closed form solution based methods and numerical methods. Determination of rock mass stress-strain behavior and its time dependent behavior is necessary.

In this paper, to assess squeezing happening potential in Nosoud tunnel, semi-empirical methods are used. Numerical modeling using

FLAC^{2D} is carried out for determination of tunnel strain in these methods. Then, ground pressure induced to TBM shield is assessed using convergence-confinement method. Finally, TBM jamming potential has been assessed along the tunnel alignment based on the required TBM advancing thrust and safety factor.

2 PROJECT DESCRIPTION AND GEOLOGY

Nosoud Tunnel passes through several formations with rock mass quality varies from very poor to good, with RMR ranging from 17 to 75 (in J and Ki formations respectively). Based on the field engineering geological investigations the main lithological units consist of shale, limestone and marl layers. The maximum depth of tunnel is 1000 m with the average depth of 400 m. The groundwater level varies from 30 to 340 m above the tunnel crown. The typical geological and geotechnical conditions of the project site are illustrated in Figure 1 with the longitudinal profile of lot 2 (Imensazan Co. Eng., 2004).

3 ESTIMATION OF GROUND CONVERGENCE AND SQUEEZING POTENTIAL

According to the International Society for Rock Mechanics (ISRM) squeezing is: the time dependent large deformation which occurs around the tunnel and is essentially associated with creep caused by exceeding a limiting shear stress (Barla, 2001). This phenomenon usually takes place in water bearing weak rocks accompanied by high tunnel depth. The Nosoud tunnel due to passing through such ground conditions is susceptible to squeezing behavior. To estimate squeezing potential along the tunnel, 11 sections have been considered separately. In the following parts, squeezing potential in these sections has been investigated by using Aydan et al. (1993) and Hoek and Marinos (2000) methods.

3.1 Aydan et al. (1993) Approach

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

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} = \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \quad (1)$$

Where σ_{cm} is rock mass uniaxial compressive strength; P_o is in situ stress; γ is rock mass unit weight and H is tunnel depth below surface. According to Aydan et al. (1993), squeezing conditions will occur if the ratio $\sigma_{ci} / \gamma H$ is less than 2.0.

The fundamental concept of the method is based on the analogy between the stress-strain response of rock in laboratory testing and tangential stress-strain response around tunnels. As illustrated in Figure 2b, five distinct states of the specimen during loading are experienced, at low confining stress. The following relations are defined which give the normalized strain levels η_p , η_s , and η_f :

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_{ci}^{-0.17}, \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_{ci}^{-0.25}, \quad (2)$$

$$\eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_{ci}^{-0.32}$$

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

Finally, based on the ratio $\varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e$ (ε_θ^a is strain level around a circular tunnel in a hydrostatic stress field), five different degrees of squeezing are defined. These parameters are derived from the following equations:

$$\varepsilon_\theta^a (\%) = \frac{u}{r} \quad (3)$$

$$\varepsilon_\theta^e (\%) = \frac{1+\nu}{E} \frac{\sigma_c}{2} \quad (4)$$

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

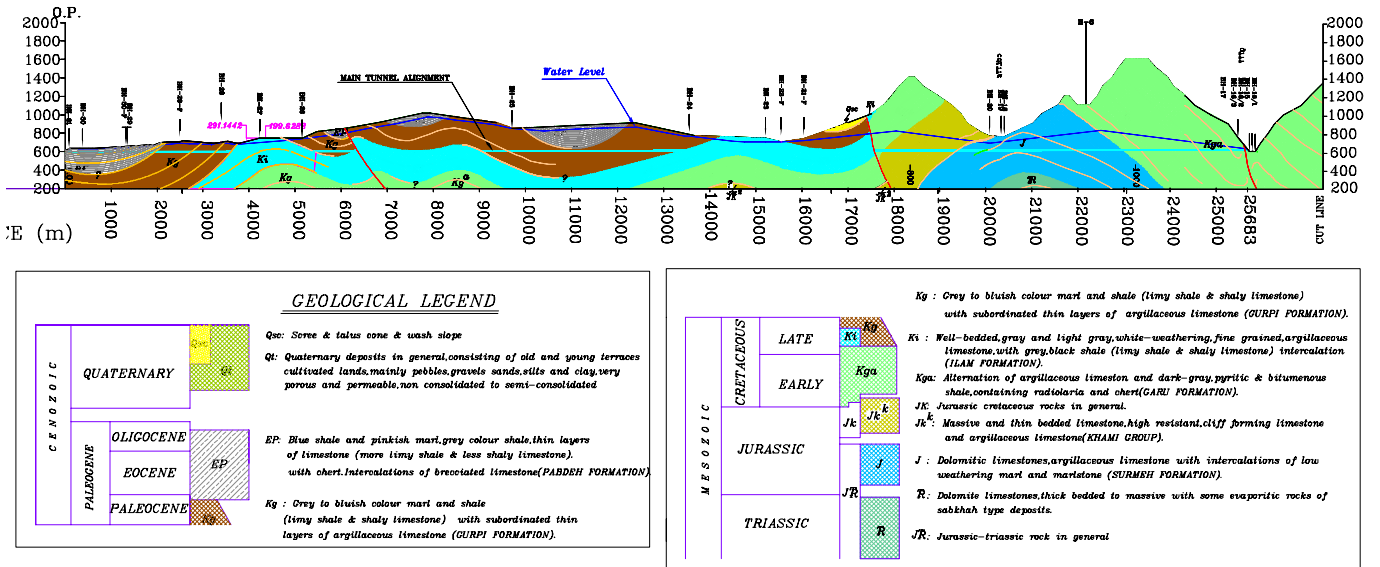


Figure 1. Longitudinal geological profile of Nosoud Tunnel (lot 2) (Imensazan Co. Eng., 2004)

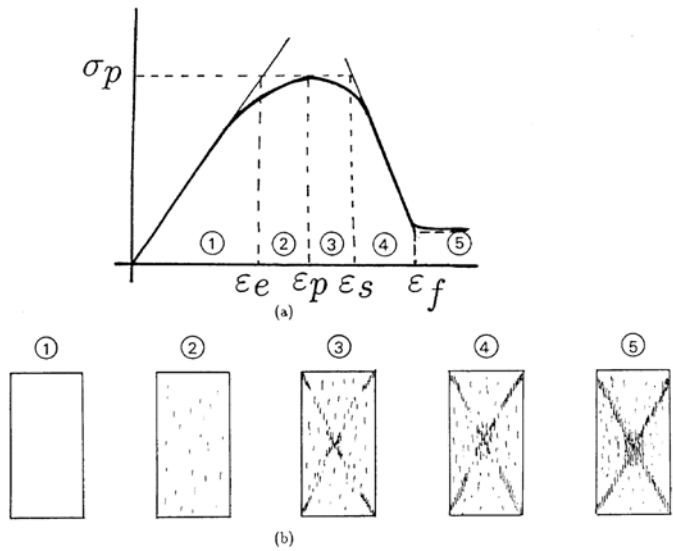


Figure 2. Idealized stress-strain curve and associated states for squeezing rocks (Aydan et al., 1993)

In this study, radial displacement of tunnel wall (u in Eq. 3) obtained from numerical modeling described in part 3.3.

3.2 Hoek and Marinos (2000) Approach

Hoek in 1998 used the ratio of the rock mass uniaxial compressive strength σ_{cm} to the in situ stress P_0 as an indicator of potential tunnel squeezing problems (Barla, 2001). Hoek and Marinos (2000) showed that a plot of tunnel strain ϵ_t (defined as the percentage ratio of radial tunnel wall displacement to

tunnel radius, i.e. the same strain as ϵ_θ^a given by Aydan et al. in 1993) against the ratio σ_{cm}/P_0 can be used effectively to assess tunneling problems under squeezing conditions.

Hoek (2000), in his recent 2000 Terzaghi lecture on “Big tunnels in bad rock”, by means of axi-symmetric finite element analyses and a range of different rock masses, in situ stresses and support pressures P_i gave the following approximate relationship for the tunnel strain ϵ_t :

$$\epsilon_t (\%) = 0.15(1 - p_i / p_0) \frac{\sigma_{cm}}{p_0}^{-(3P_i / P_0 + 1) / (3.8P_i / P_0 + 0.54)} \quad (5)$$

3.3 Numerical Modeling

Numerical modeling was carried out using FLAC^{2D}. FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 2D is a two-dimensional finite difference program in which time appears explicitly. A central explicit scheme (the implicit scheme, commonly used in finite element programs, is also available), which is conditionally stable and requires only the knowledge of the previous data for the current cycle, has been used by default. The stability condition of the explicit-solution procedure is that the speed of the “calculation front” must be greater than the maximum speed at which information propagates.

FLAC achieve the steady state in a numerically stable way with minimal computational effort (Itasca, 2001). In this study, numerical modeling was carried out to determine Nosoud tunnel strain which described in Aydan et al. and Hoek and Marinos methods. The developed model input parameters are shown in Table 1.

Figures 3 and 4 show the model geometry and displacement vectors respectively, around the tunnel profile, section 2. The result of maximum radial displacement obtained from numerical modeling in different sections is listed in Table 2. As it can be followed from Table 2, sections 1, 2 and 7 have more radial displacement than other sections.

3.4 Estimation of Ground Convergence and Squeezing Potential Along the Nosoud Tunnel

The Nosoud Tunnel strain, obtained from numerical modeling along the 11 sections, was applied to the Aydan et al. (1993) and Hoek and Marinos (2000) squeezing estimation methods. The analysis results for three sections, namely; 1, 2 and 7 are given in Table 3 and 4. These three sections are the critical ones from the squeezing point of view. In next part, TBM jamming potential in Nosoud tunnel is studied in these three sections.

Table 1. Parameters used in numerical modeling (Khademi, 2006)

Geo. Unit	Kga	J	J_K^K	Kga	Ki	Kg	Ki	Kg	Ki	Kg	Ep
Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Bulk modulus (GPa)	2.33	1.11	4	8.88	1	1.33	1.67	9.5	1.67	5.33	1.33
Shear modulus (GPa)	1.4	0.37	2.4	2.96	0.6	0.8	0.56	3.15	1	3.2	0.8
Cohesion (MPa)	1.39	0.2	2.3	1.75	0.376	0.608	0.607	0.69	0.32	0.49	0.2
Friction angle (°)	24	20	36	38.5	30	27	24	32	29.5	37.5	33.5
Tensile strength (MPa)	0.039	0.005	0.092	0.145	0.023	0.032	0.022	0.211	0.043	0.217	0.037
Dilation angel (°)	3	0	4.5	4.81	0	3.375	3	4	0	0	0
Bulk density	2400	2400	2600	2560	2560	2840	2560	2840	2560	2840	2500

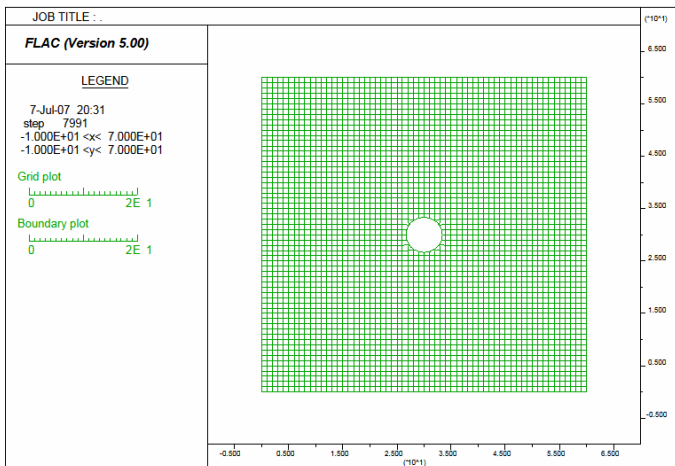


Figure 3. Model geometry and grid used for analysis

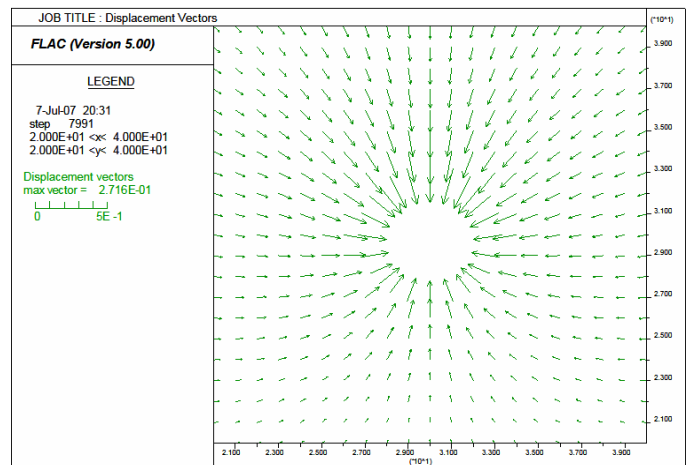


Figure 4. Displacement vectors around the tunnel profile, section 2

Table 2. Maximum radial displacement in different sections

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Max. Disp. Vectors (mm)	167	271	25	10	38	56	251	4	10	2	3

Table 3. Squeezing potential in Nosoud Tunnel according to Hoek & Marinos (2000)

Sec. No.	1	2	7
Depth (m)	995	200	416
Tunnel strain (%)	4.97	8.07	7.46
Range of ε_t	$25 < \varepsilon_t < 5$	$5 < \varepsilon_t < 10$	$5 < \varepsilon_t < 10$
Squ. Level	severe squeezing	very severe squeezing	very severe squeezing

Table 4. Squeezing potential in Nosoud Tunnel according to Aydan et al. (1993)

Sec. No.	1	2	7
ε_θ^a	4.97	8.07	7.46
ε_θ^e	1.0536	0.6750	1.4400
$\varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e$	4.7173	11.9556	5.1806
η_p	1.0000	1.3522	1.1096
η_s	1.0825	1.6870	1.2613
η_f	1.3561	2.3932	1.6494
Squ. Level	very heavy squeezing	very heavy squeezing	very heavy squeezing

4 ASSESSMENT OF TUNNEL CONVERGENCE AND GROUND PRESSURE INDUCED TO TBM SHIELD

Ground pressure induced to TBM shield is determined by using convergence-confinement method. Then, TBM jamming potential is assessed by comparing the TBM required and available advancing thrusts.

4.1 Convergence-Confinement Method

The convergence-confinement method is a procedure that enables one to assess the load imposed on a support installed behind the face of a tunnel. When the support system is installed in the immediate vicinity of the tunnel face, it does not carry the full load to which it will be subjected eventually. The

face itself carries a significant portion of the load, which is redistributed around the excavation. This so called ‘‘face effect’’ diminishes as the face advances and the support must carry a greater proportion of the load at a later stage. Once the face is advanced far away, the support system will be subjected to the full design load. The basic principles of the convergence-confinement method are illustrated in Figure 5 (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

The situation at the initial time t_0 , when the lining is installed at section A–A' is represented in Figure 5a. At this instant, the section is located at a distance L from the face and the ground has converged radially by the amount u_r^0 . It is assumed that, provided the face does not advance, the rock mass transmits no load to the support (i.e. $p_s^0 = 0$). At this stage p_s represents the support pressure. As the tunnel advances, the ground and the support (at section A–A') deform together and the support receives part of the load that the face had been carrying previously. Figure 5b shows the situation at time t when the section is located at a distance L_t from the face. At this stage, the ground has converged the amount $u_r^t > u_r^0$ and the rock mass transmits the pressure p_s^t to the support (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

Once the face of the tunnel has been moved ahead far enough (Fig. 5c), the ground-support system at section A–A' is in equilibrium and the support carries the final load p_s^D . At this time t_D , the effect of face has disappeared and the support system and ground have converged together by an amount u_r^D (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

Determination of the load transferred to the support requires an analysis of the interaction of the load-deformation characteristics of the advancing tunnel. The three basic components of the convergence-confinement method are: (i) The Longitudinal Deformation Profile (LDP); (ii) the Ground Reaction Curve (GRC); (iii) the Support Characteristic Curve (SCC) (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

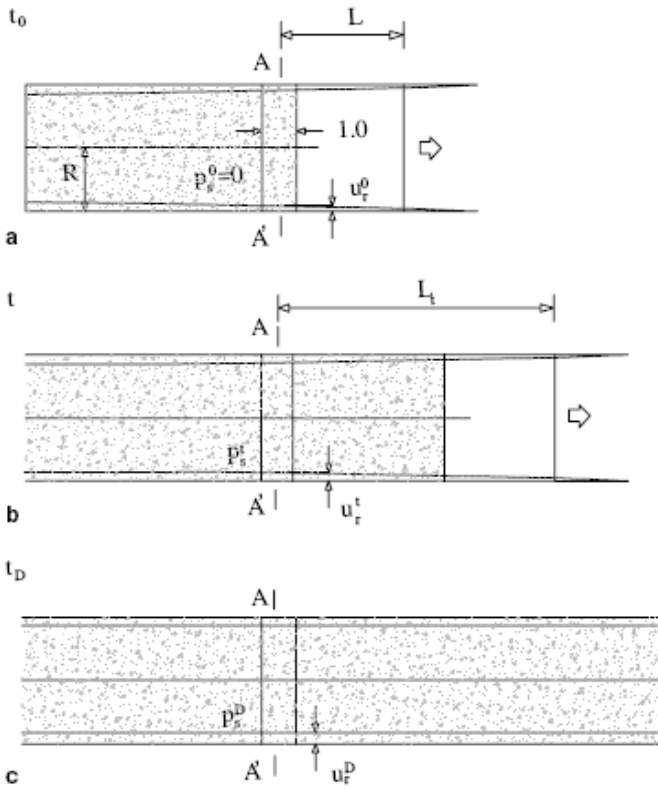


Figure 5. Loading of the support at section A-A' due to progressive advance of the tunnel face

The Longitudinal Deformation Profile (LDP) is a diagram, which demonstrates the radial displacement of the tunnel sections, behind and ahead of the tunnel face, along the axis of the tunnel.

Figure 6 represents a longitudinal cross-section of an unlined tunnel of radius R in the vicinity of the face. At a distance x from the face the radial displacement is u_r , when the distance x is large enough, the radial displacement reaches the maximum value u_r^M (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

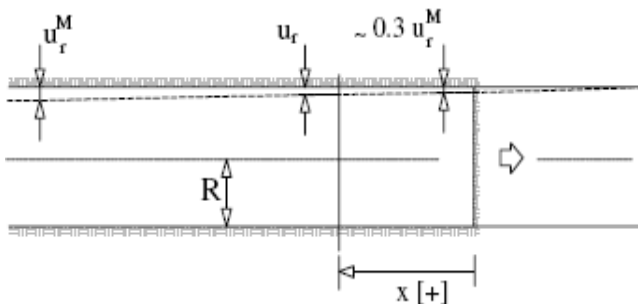


Figure 6. Radial displacement profile u_r , for an unlined tunnel in vicinity of tunnel face

The Ground Reaction Curve (GRC) is a diagram, which expresses the changes in ground radial displacement as a function of decrease in ground pressure. This diagram is related to rock properties and can be constructed from the elasto-plastic solutions of a circular opening subjected to uniform far-field stresses. The Support Characteristic Curve (SCC) is a diagram to represent the relation between applied stress p_s and the resulting closure u_r for a section of the support of unit length in the direction of the tunnel (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

4.2 Assessment of Ground Pressure Induced to TBM Shield

The maximum load imposed on the tunnel support can be obtained by drawing the SCC and GRC in a diagram in the convergence-confinement method. This load is related to the situation that the distance between support and tunnel face is far enough and the tunnel face effects had disappeared. The ground stress condition in the vicinity of the tunnel face is neither plain stress nor plain strain (Farrokh et al., 2006).

In the vicinity of the tunnel face, ground does not converge fully, because of the tunnel face effect and also due to the natural supporting pressure that the tunnel face imposes on the tunnel perimeter. The supporting pressure offered by the face, causes a partial application of ground pressure to the support system.

Using the convergence-confinement method it is possible to simulate the natural supporting pressure by an internal fictitious pressure that is imposed to the tunnel perimeter.

If a ring of tunnel support is installed at a distance L_0 from the tunnel face (point B in Fig. 7), then the pressure that is obtained from the intersection of SCC curves and GRC will be the final pressure, which is acting on the installed support. Prior to installation of support, the tunnel face applies a significant pressure (equivalent to the ground load) to the tunnel perimeter. Hence, one can write:

$$P_{f(x=L_0)} = P_u \quad (6)$$

Where p_f is the face pressure and p_u is the ground pressure.

It is assumed that the amount of radial convergence of tunnel perimeter at this moment (time of support installation) is equal to $u_r(x = L_0)$ (point R in Fig. 7). As the tunnel face advances (point C in Fig. 7 related to situation $x = L_1$) the amount of natural face supporting pressure decreases, $P_f(x = L_0) < P_f(x = L_1)$. If the tunnel is unsupported, upon face advance, the amount of radial convergence will increase. However, if the tunnel is supported with a very stiff support (e.g. TBM shield), the support pressure, P_i , acting on the ground will prevent the radial convergence. Therefore, the ground pressure at location in which ground contacts the installed support ring can be expressed by the following equation (Pan and Dong 1991):

$$p_u = p_f(x) + p_i(x) \quad (7)$$

As the tunnel face is advancing, the amount of natural supporting pressure is decreased gradually and it will tend toward zero at a distance far enough from the tunnel face:

$$p_f(x \rightarrow \infty) = 0 \quad (8)$$

$$p_u = p_i(x \rightarrow \infty) \quad (9)$$

Therefore, the amount of natural supporting pressure of the tunnel face at

distance L_0 from the tunnel face is equal to the final pressure that is imposed to a very stiff support installed at a distance L_0 from the tunnel face (pressure RS in Fig. 7):

$$p_f(x = L_0) = p_u \quad (10)$$

The amount of $P_i(x)$, associated with distance x from the face, can be determined from Figure 7. As shown in this Figure, the amount of $P_i(x)$ is equal to the space between the horizontal lines passing through the P_u pressure level and the x distance on the GRC curve.

5 ASSESSMENT OF TBM JAMMING POTENTIAL IN NOSOUD TUNNEL

Based on the analysis results obtained from LDP and GRC diagram in Carranza-Torres and Fairhurst (2000) model, the amount of ground convergence will be 160, 254 and 222 mm at the distance of 12 m from the tunnel face (i.e. the end of 12 m long TBM shield) in sections 1, 2 and 7, respectively.

So, according to 50 mm annular gap between TBM shield and tunnel wall, TBM jamming in these sections is probable. The LDP of the sections is illustrated in Figure 8.

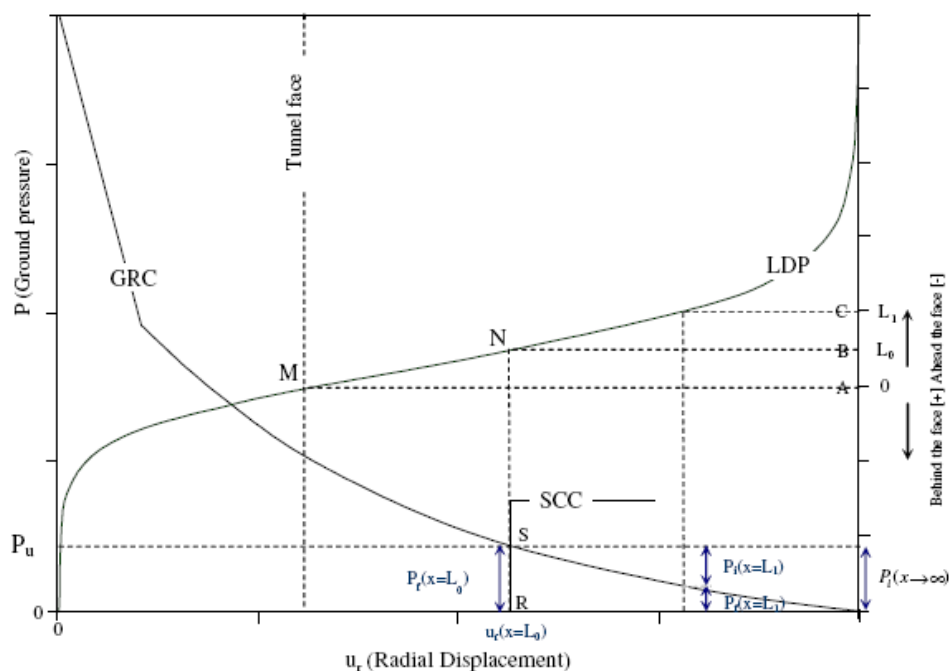
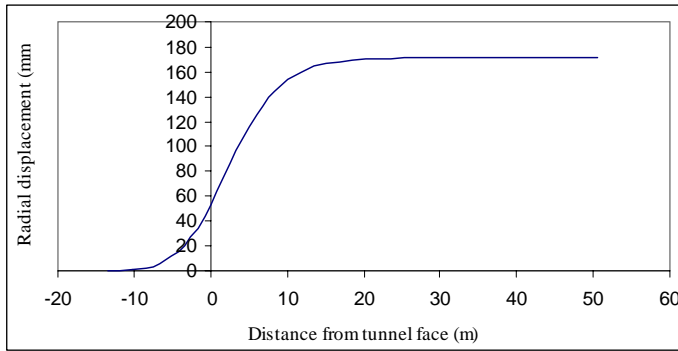
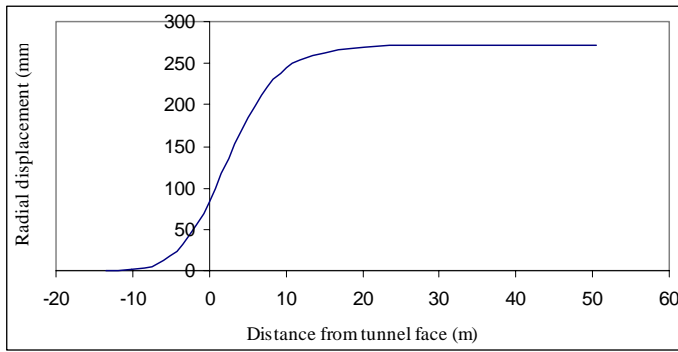


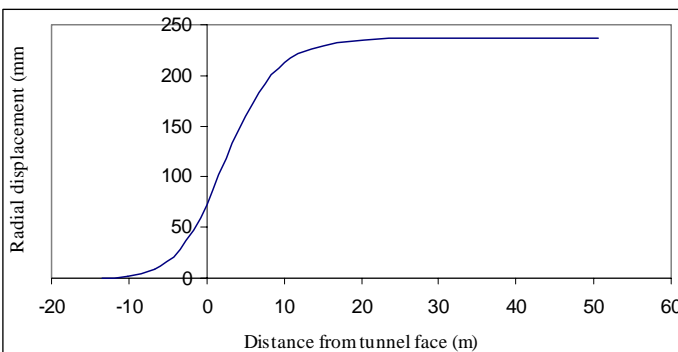
Figure 7. Graphical procedure to evaluate the ground pressure imposed on the support system in the vicinity of the tunnel face (Farrokh, 2006).



(a)



(b)



(c)

Figure 8. Longitudinal deformation profile, (a): section 1, (b): section 2, (c): section 3

Based on the previous mentioned part, the ground pressure induced to TBM shield in section 2 as the most critical one has been determined for three over cut values of 50, 75 and 100 mm (Fig. 9). In this Figure, three points S_1 , S_2 and S_3 show the start points of TBM shield touching the tunnel wall for over cut values of 50, 75 and 100 mm. As it can be followed from the Figure 9, with the increase in over cut values, the ground pressure induced to TBM shield decreases. The integral of this diagram along the outer shield surface along with the TBM weight is used to calculate the amount of frictional force that is acting on the outer shield

surface. A summary of obtained results from this analysis is illustrated in Table 5.

As it can be followed from Table 5, with the increase in over cut values, the safety factor will increase, subsequently the TBM jamming potential decrease. Considering unexpected ground conditions and TBM problems, a safety factor of 2 was considered. Maintaining this safety factor and the analysis results, it is predicted that the shield will be jammed in the section 2 if the amount of over cut is 50 or 75 mm.

6 CONCLUSIONS

In this study, ground squeezing and TBM jamming potential in Nosoud tunnel were assessed. Semi-empirical methods have been used for squeezing potential estimation in 11 sections along the tunnel alignment. Numerical modeling by using $FLAC^{2D}$ software has been carried out to determine the maximum radial displacement which is applied to the tunnel strain calculation in squeezing potential estimation methods. Based on obtained results, weak rock conditions seem to be a factor making three sections, namely; 1, 2 and 7 more prone to the occurrence of squeezing behavior.

To assess the TBM jamming potential in above mentioned three sections, at first, convergence-confinement method was used to determine ground convergence and imposed pressure on the TBM shield. Secondly, the required TBM thrust to pass through these critical sections was calculated and compared with the available TBM thrust. The analysis results show that the amount of ground convergence in all three sections will exceed the existing amount of over cut (i.e. 50 mm). On the other hand, as the amount of over cut becomes more, less ground pressure will be imposed on the TBM shield and less TBM jamming potential predicted. For example, in section 2, considering the available TBM advancing thrust and the safety factor of 2, it will be predicted that TBM shield will be jammed when the amount of over cut is 50 and 75 mm.

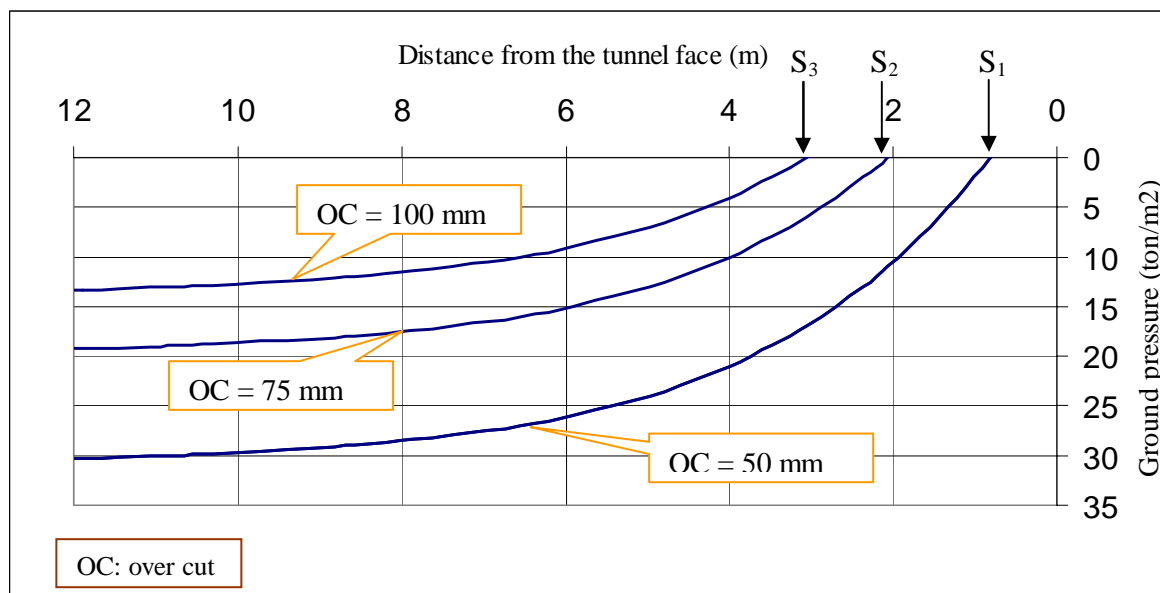


Figure 9. Ground pressure imposed on the TBM shield in the section 2 for over cut values of 50, 75 and 100 mm.

Table 5. Analysis results obtained for section 2

Parameters	value		
Over cut (mm)	50	75	100
Frictional force at shield-ground interface (ton)	2330	1382	924
Thrust resistance in disc cutters' edge(ton)	424	424	424
Required TBM thrust (ton)	2754	1806	1348
Available TBM thrust (ton)	2900	2900	2900

REFERENCES

- Aydan, Ö, Akagi, T, Kawamoto, T, 1993. The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction, *Rock Mec. Rock Eng.*, 2, pp. 137-163.
- Barla, G, 2001. Tunnelling under squeezing rock conditions, *Eurosummer-School in Tunnel mechanics*, Innsbruck.
- Farrokh, E, Mortazavi, A, Shamsi, G, 2006. Evaluation of ground convergence and squeezing potential in the TBM driven Ghomroud tunnel project, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, pp. 504-510.
- Goel, RK, Jethwa, JL, Paithakan, AG, 1995. Tunnelling through the young Himalayas– a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel. *Eng. Geol.*, 39, pp. 31-44.
- Hoek, E, Marinos, P, 2000. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels and Tunnelling International*, pp. 45-51: part one; pp. 33-36: part two.
- Hoek, E, 2000. Big tunnels in bad rock, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000 Terzaghi Lecture*, Seattle.
- Imensazan consulting Eng., 2004. *Nosoud Tunnel construction method*, In: Report No. 142-00.
- Itasca Inc., 2001. FLAC. Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 4.00, *User's Manual*.
- Jethwa, JL, Singh, B, Singh, B, 1984. Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions– a new approach. *Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium*, Cambridge, pp. 231-238.
- Khademi, J, 2006. A Methodology for selection of rock TBM according to geotechnical conditions–with emphasis on Nosoud water transfer tunnel. *M.Sc. thesis*, Amirkabir University of Technology (Tehran Polytechnic), Iran.
- Pan, WT, Dong, JJ, 1991. Time dependent tunnel convergence, *Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 28, 469–472.
- Singh, B, Jethwa, JL, Dube, AK, Singh, B, 1992. Correlation between observed support pressure and rock mass quality, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7, pp. 59-74.

Fuzzy Set Theory for Selection of Tunneling Technique Using Rock Mass Excavability (RME) Indicator

Jafar Khademi Hamidi, Kourosh Shahriar, Bahram Rezai

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

ABSTRACT One criterion to assess the compatibility of a selected tunneling technique with the geological and geotechnical conditions is the average rate of tunnel advance. Based on this idea, Rock Mass Excavability (RME) Indicator, which is a rating classification system, was proposed for tunnelling technique selection. Like other rock mass classification systems, the RME Indicator has some common deficiencies leading to uncertainties in its practical application. Fuzzy set theory is one of the effective tools to cope with such problems. This paper described the application of fuzzy set theory to the RME classification system by following the Mamdani fuzzy algorithm. To assess the reliability of the developed fuzzy model, the required geotechnical data of three water transfer tunnels were collected and applied to existing model. The right selection of double shield TBM for all three projects validated acceptable reliability of the model.

1 INTRODUCTION

Selection of an appropriate tunneling technique with the anticipated compatibility with the specific construction conditions is one of the main stages during the tunneling project. Many studies on tunneling technique selection issues have been reported. Among them, the efforts of Nord and Stille (1988) introducing effective parameters in tunneling techniques selection, Einstein (1992) introducing the decision aids in tunneling, AITES/ITA Working Group No. 14 (2000) introducing standards for tunneling machine selection, Khademi et al. (2006) and Shahriar et al. (2006) considering geotechnical hazards and risk when selecting rock tunneling machine, Balci and Bilgin (2007) applying mechanical excavator performance prediction to selection of mechanized excavation machines should be noted. However, the critical effective parameter in all these investigations is the ease of rock mass

excavation or its excavability. In other words, it should be determined whether the rock can be economically excavated by mechanical tools using tunneling machines, or conventional tunneling using drilling and blasting is necessary. Due to the complexity of excavation process and abundant parameters involved, approaches made for the determination of ease of excavation are mainly empirical. There are a number of methods for assessing rock excavability and related equipment in mining and civil engineering fields. Franklin et al. (1971) presented a graphical method which allows assessment of excavation by using only two parameters, discontinuity spacing and rock strength. Goktan and Eskikaya (1991) proposed a “Rock Mass Rippability Index” applicable to sedimentary rocks of surface lignite mines. Weaver (1975) developed a rippability rating chart based on an assessment of seismic velocity, rock strength, joint strike and dip orientation, and weathering. Kirsten (1983) developed the “Excavability Index”

based on “Q” rock mass classification system originally for tunneling. The input parameters of the system are uniaxial compressive strength, number of joint sets, RQD, joint roughness, joint alteration, joint orientation, and joint spacing. The “Diggability Index” rating method devised by Scoble and Muftuoglu (1984) defines five rock classes based on four geotechnical parameters, namely; uniaxial compressive strength, bedding spacing, joint spacing and weathering. Karpuz (1990) proposed an excavation rating system utilizing five rock mass and rock material properties relevant to excavation method and excavator performance, namely; uniaxial compressive strength, rock hardness, discontinuity spacing, degree of weathering and seismic wave velocity. The proposed rating system helps in the selection of excavation equipment as well as drilling and blasting requirements. More recently, Bieniawski et al. (2006) developed a new rating system similar to RMR classification system in determination of “Rock Mass Excavability” (RME) indicator when selecting excavation technique. The RME index is based on five input parameters, namely; uniaxial compressive strength, abrasivity, discontinuity spacing, stand-up time, and the groundwater inflow.

Despite their widespread use, the currently used classification systems have some deficiencies in practical applications. The most common one is its subjective uncertainties resulting from low resolution, fixed weighting and sharp class boundaries.

During the last few years, an increase in application of soft computing techniques such as fuzzy models in the area of rock mechanics and engineering geology to cope with complexity of complex and ill-defined classification systems has been observed (e.g. Alvarez, Grima and Babuska, 1999; Finol et al., 2001; Gokceoglu, 2002; Sonmez et al., 2003; Aydin, 2004; Iphar and Goktan, 2006). Application of fuzzy set theory to “RMR”, “Q” and “GSI” classification systems, and “Diggability Index” for surface mine equipment selection

has previously proved its success in solving such problems.

In this paper, applicability of fuzzy set theory to the newly developed excavability index (RME) for tunneling technique selection has been studied.

2 THE ROCK MASS EXCAVABILITY (RME) INDEX RATING METHOD

Excavability is defined as the ease of excavation. Bieniawski et al. (2006) proposed a new rating system for RME concept to help decision makers when faced with a choice between TBM and drill-and-blast for constructing a tunnel. The RME classification system is based on gathered geotechnical data and field investigations for different excavation processes, mainly double shield TBM operating in both double and single modes. The basis for selecting a tunneling technique is the quantification of TBM performance including Average Rate of Advance (ARA). Therefore, the RME input parameters as listed in Table 1, are parameters with stronger influence in the average rate of advance which include uniaxial compressive strength of intact rock, abrasivity, discontinuities at excavation front, stand-up time and groundwater inflow. The final RME index which is derived by arithmetic summation of the rated values corresponding to these input parameters forms the basis for proposed Excavability Classification (Tab. 2).

A close examination of Table 1 reveals that there are some uncertainties on data that are close to the range boundaries of rock classes. Uncertainty is the lack of knowledge to make a decision (Iphar and Goktan, 2006). For example, it is not clear whether a rock having a compressive strength of 30 MPa will be rated with a score of 5 or 15, leading to subjective decision making. The same uncertainty is also valid for other parameter ratings.

Table 1. Input rating for the RME index (Bieniawski et al., 2006)

Uniaxial compressive strength of intact rock [0 – 15 points]											
σ_{cr} (Mpa)		< 5	5 - 30	30 - 90	90 - 180	> 180					
Ratings		0 (*1)	5	15	10	0					
Abrasivity – Drilling Rate Index [0 – 15 points]											
DRI		> 80	80 - 65	65 - 50	50 - 40	< 40					
Ratings		15	10	7	3	0					
Discontinuities at excavation front [0 – 40 points]											
Homogeneity			No. of joints per meter				Orientation w.r.t. tunnel axis				
Homogeneous		Mixed	0-4	4-8	8-15	15-30	> 30	Parallel	Oblique	Perpendicular	
Ratings		10	0	20	15	10	5	0	10	5	0
Stand up Time [0 – 25 points]											
hours		< 5	5 - 24	24 - 96	96 - 192	> 192					
Ratings		0	2	10	15	25					
Groundwater inflow [0 – 10 points]											
liters/min		> 100	70 - 100	30 - 70	10 - 30	< 10					
Ratings		0	1	2	4 (**0)	5					

* For double shield and single shield. ** For argillaceous rocks.

Table 2. Excavability classification for double shield TBM (after Bieniawski et al., 2006)

RME	Machine performance	ARA	Ease of excavation
> 75	Very Good	> 16 m/day	Very Easy
50 - 75	Good	10 - 16 m/day	Easy
25 - 50	Fair	5 - 10 m/day	Moderately Difficult
< 25	Poor	< 5 m/day	Difficult

Another deficiency of such a classification scheme is the existence of sharp transitions between two adjacent classes. For example, in Table 2, the determining RME index value between Good and Fair machine performance is 50. Consequently, the project owner who selects a double shield TBM if Good machine performance anticipated, will accept this technique for RME value of 51 and reject it for RMR value of 49. Such a rating procedure employing sharp transitions between classes exhibits uncertainties in the assessment of excavation classes and related equipment, because the transitions between rock classes are not so sharp but gradational in the nature (Grima, 2000). In such cases, it is imperative that an engineering judgment be made for a final decision on tunneling technique selection.

3 FUZZY SET THEORY

In 1965, Dr. Lofti Zadeh introduced fuzzy set theory as a mathematical way to represent linguistic vagueness and solve fuzzy and uncertainty problems (Zadeh, 1965). Fuzzy systems are rule-based expert systems that predict output from specific input by inference methods based on fuzzy logic principles. Each input variable consists of fuzzy sets that represent linguistic categories, e.g. “poor”, “fair” and “good”. An element of the variable can be a member of the fuzzy set through a membership function that can take values in the range from 0 to 1, unlike crisp Aristotelian sets where this membership function is either 1 or 0 (Fig. 1). The membership function is a curve that defines how each point in the input space is mapped to a membership value (or degree of membership).

4 CONSTRUCTION AND APPLICATION OF FUZZY SETS TO THE RME INDEX RATING METHOD

4.1 Construction of Input-Output Sets and Fuzzy Inference System

The main elements of a fuzzy algorithm are the input-output sets and “if-then” rules. In this study, the Mamdani fuzzy inference system was applied to RME index to select an appropriate tunneling technique. The model includes seven input variables (uniaxial compressive strength, drilling rate index, homogeneity of discontinuities, number of joints per meter, orientation of discontinuities, stand-up time and groundwater inflow) and one output variable (ease of excavation) (Fig. 2).

In the model, triangular and trapezoidal membership functions were developed for input variables because of their simplicity. Among input variables, the homogeneity of discontinuities was selected as a crisp set due to its qualitative nature and lack of sharp boundary for classification. The graphical illustrations of the membership function are given in Figure 3 for the input parameters and Figure 4 for the output parameter.

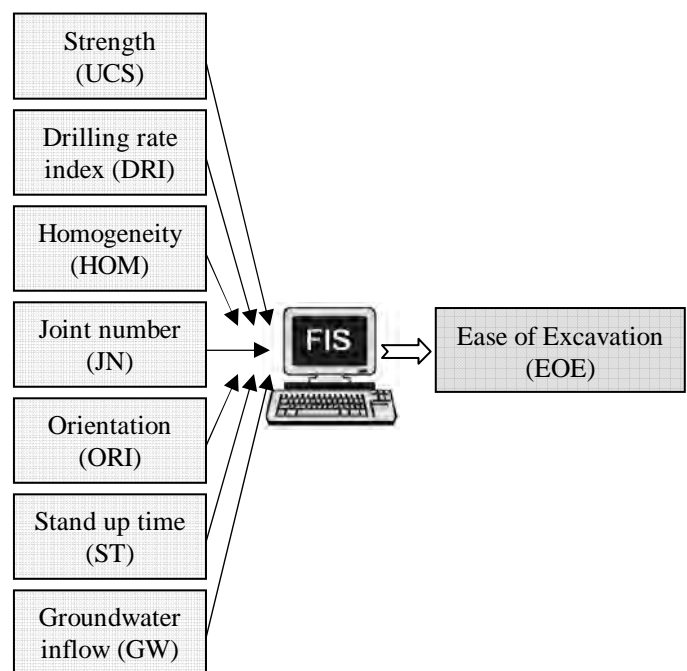


Figure 2. The schematic illustration of the fuzzy inference model

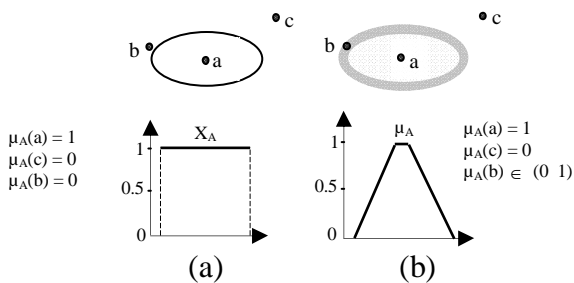


Figure 1. Crisp set (a) and fuzzy set (b)

3.1 Fuzzy Inference System (FIS)

Fuzzy inference is the process of formulating input fuzzy set map to output fuzzy set using fuzzy logic. The basis of fuzzy decision making is just this approach of mapping. Generally, the basic structure of a FIS consists of: 1- determining a fuzzy rule-based system based on if-then rules, 2- fuzzification of the rules' antecedent and consequence using fuzzy membership function, 3- combining different antecedents of rules, 4- aggregation of rules' consequence to derive the final output of system as a form of fuzzy set and 5- changing the system final output to a crisp value using defuzzification methods.

There are several FISs that have been employed in various applications such as Mamdani, Takagi–Sugeno–Kang (TSK), Tsukamoto and Singleton fuzzy models. Among different fuzzy inference systems, the Mamdani algorithm is perhaps the most appealing fuzzy method to employ in engineering geological problems. For example, geological processes or phenomena are described with simple vague predicates such as “the weathering degree of the rock mass is high” (Grima, 2000).

The general “if-then” rule structure of the Mamdani algorithm is given in the following equation:

$$\text{If “}x_1\text{” is “}A_{i1}\text{” and “}x_2\text{” is “}A_{i2}\text{” and “}x_r\text{” is “}A_{ir}\text{”} \\ \text{then “}y\text{” is }B_i \text{ (for } i = 1, 2, \dots, k) \quad (1)$$

Where k is the number of rules, x_i is the input variable (antecedent variable), “ A_{ir} ” and “ B_i ” are linguistic terms or fuzzy sets which are defined by the membership functions “ $A_{ir}(x_r)$ ” and “ B_i ” and y is the output variable (consequent variable).

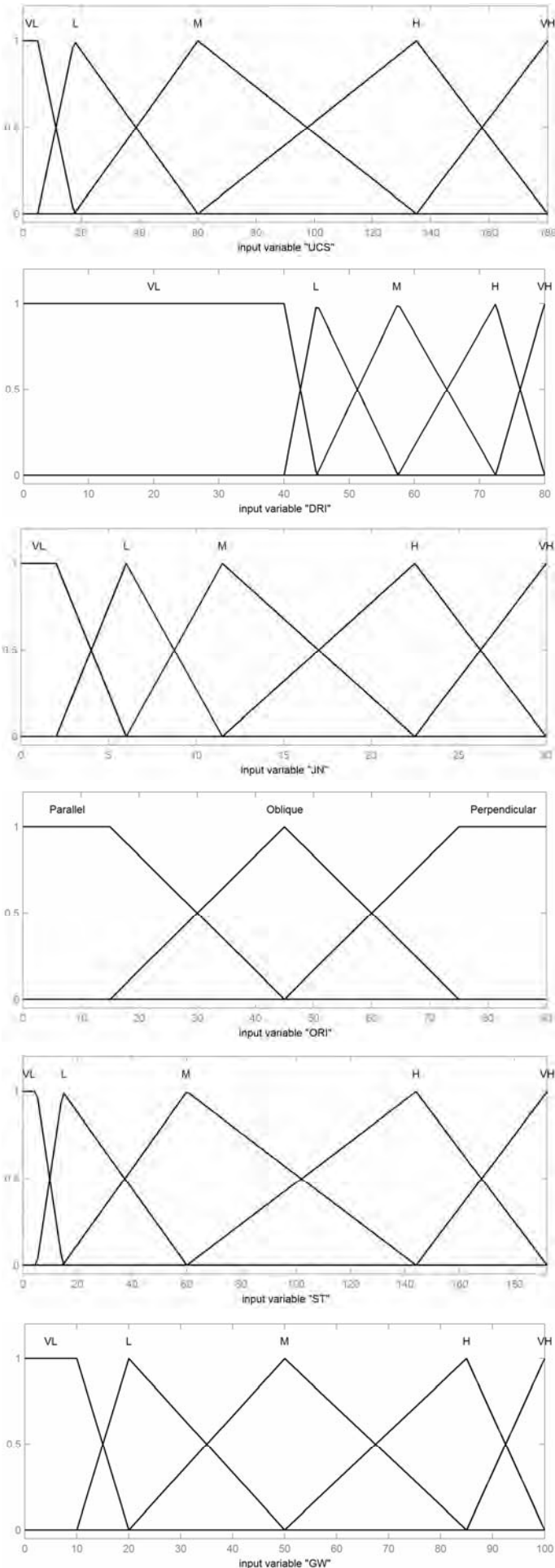


Figure 3. Membership functions of the input parameters

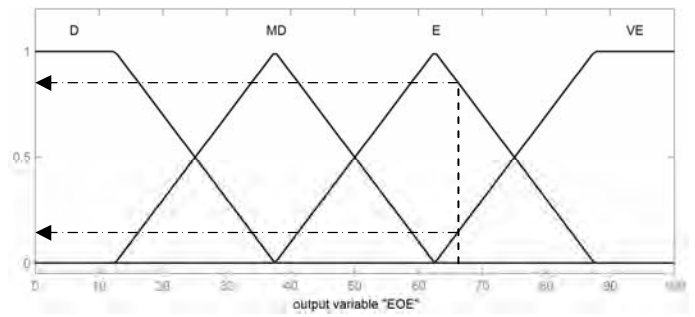


Figure 4. Membership function of the output parameter

The other stage of the fuzzy inference system is the construction of the “if-then” rules. As the RME rating system has five main parameters and the third parameter has three subclasses, the number of “if-then” rules is 18750. However; 9300 rules that are not likely to come true due to the nature of rock mass were eliminated from the model. For example, if the joint number per meter in rock is very high and groundwater inflow is high, it should not be expected that the stand-up time is medium, high or very high.

The last stage of the fuzzy inference system is to select the defuzzification method. Aggregation of two or more fuzzy output sets gives a new fuzzy set in the basic fuzzy algorithm. In most cases, the result in the form of a fuzzy set is converted into a crisp result by the defuzzification process. Although there are a number of defuzzification methods in the literature such as centroid of area (COA) or center of gravity, mean of maximum, smallest of maximum, etc., the most widely adopted defuzzification method is COA method (Grima 2000). In this study, therefore, the COA method is considered for defuzzification process due to the calculation simplicity. A typical example of the developed fuzzy model with 9 if-then rules for given input values is illustrated in Figure 5. The fuzzy set output was translated into a crisp numerical value by means of the COA defuzzification method, leading to a Final Index Rating of 67.3 in this case. Following the determination of the Final Index Rating, its membership degree is obtained by using the fuzzy sets which represent the output variable (Fig. 4).

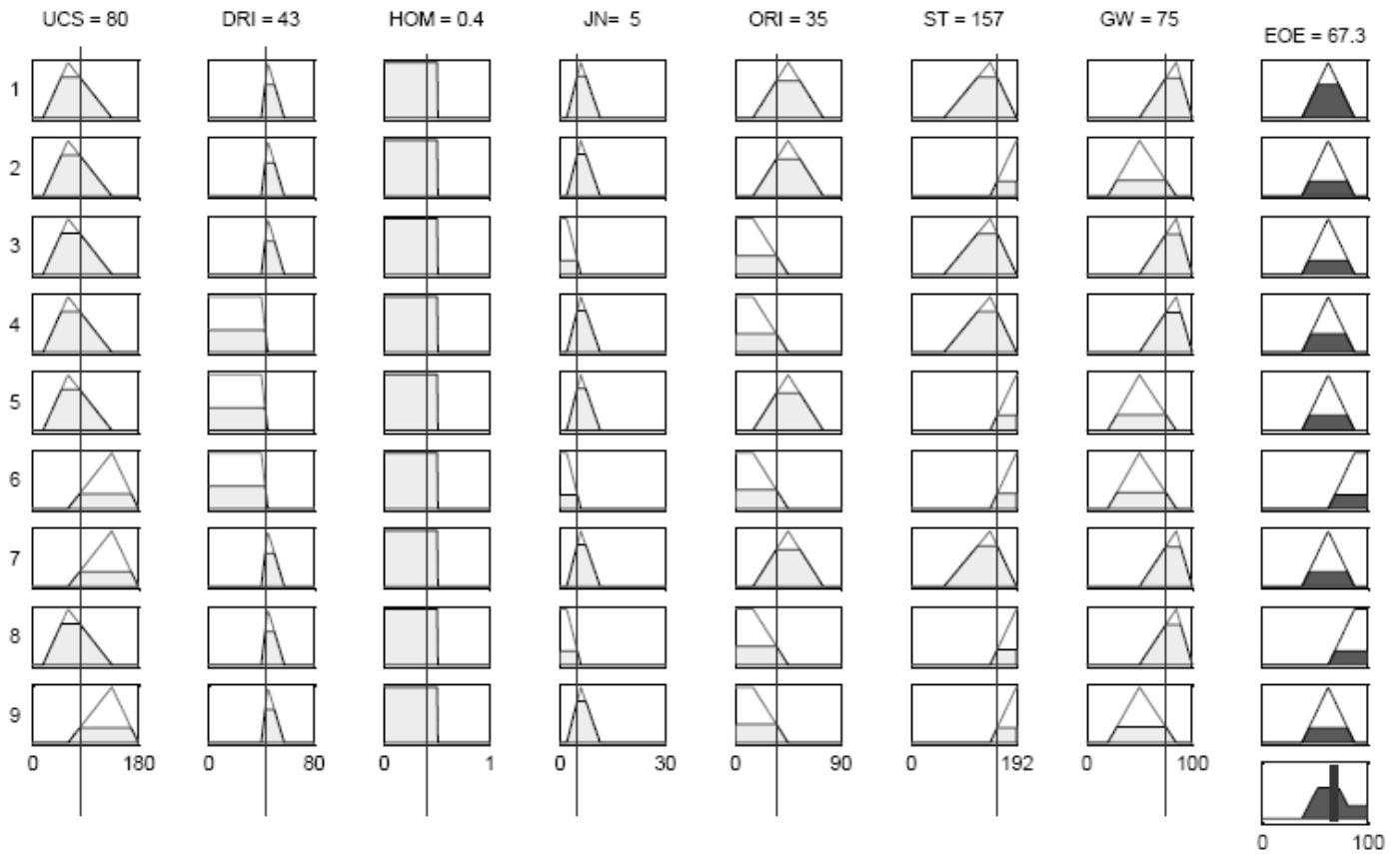


Figure 5. An example calculation for the fuzzy inference model

As can be followed from Figure 4, for a Final Index Rating of 67.3, the ease of excavation is determined as “Easy” with a membership degree of 0.83.

4.2 Practical Application of the Developed Fuzzy Model

To assess the practical application of the constructed fuzzy model for the rock mass excavability indicator method for tunneling technique selection, geotechnical field data were collected from three water transfer tunnels in Iran including Nosoud, Ghomroud (lots 3, 4) and Karaj-Tehran. These tunnels are now being excavated by using double shield TBM. Excavability assessment of each site was then made by introducing its relevant geotechnical data to the constructed fuzzy model as the input variables.

The rock mass excavation classes for each tunneling project, determined from both the RME rating method and the presently constructed fuzzy model, are given in Table 3. One advantage of the fuzzy model is to provide more detailed information about projects which have identical excavation

classes. For example, in the RME method the excavation conditions for both Nosoud and Karaj-Tehran projects as can be found from Table 3, are “Easy” with a same final rating of 72. However, the fuzzy model indicates “Easy” and “Very Easy” excavation conditions for projects Nosoud and Karaj-Tehran with membership degrees of 0.75, 0.25 and 1, 0, respectively. Therefore, it can be concluded that the ease of excavation at Nosoud project should relatively be more convenient than that of Karaj-Tehran project. In practice, such additional information is important for the prediction of tunneling machine performance.

Table 3. The outputs of the RME rating method and fuzzy model

Project	RME		Fuzzy	
	Rating	EOE	Rating	EOE
Nosoud	72	Easy	70.2	Easy
Ghomroud	67	Easy	58.2	Easy
Karaj-Tehran	72	Easy	62.5	Easy

5 CONCLUSIONS

Practical application of RME classification system like other rock mass classification systems may involve some difficulties due to uncertainties in input variables and existence of sharp transitions between two adjacent excavation classes. To cope with such subjective uncertainties in different rock engineering problems, application of fuzzy set theory has proved successful. The results of this study show that fuzzy set theory provides an appropriate alternative for engineering judgment to select an appropriate tunneling technique by using the final rating of Rock Mass Excavability. To verify the constructed fuzzy model, TBM selection of three water transfer tunnels in Iran has been reviewed. Selection of the right TBM for all three tunnels shows the acceptable reliability of the fuzzy model developed for RME Indicator method.

REFERENCES

- AITES-ITA Working Group NO.14, 2000. Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs), In: *www.ita-aites.org*.
- Aydin, A, 2004. Fuzzy set approaches to classification of rock masses, *Eng Geol*, vol. 74, pp.227-45.
- Balci, C, Bilgin, N, 2007. Correlative study of linear small and full-scale rock cutting tests to select mechanized excavation machines, *Int J Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 44, pp.468-76.
- Bieniawski, ZT, Tamames, BC, Fernandez, JMG, Hernandez, MA, 2006. Rock Mass Excavability (RME) Indicator: New Way to Selecting the Optimum Tunnel Construction Method, *ITA-AITES World Tunnel Congress & 32nd ITA General Assembly*, Seoul, Korea.
- Einstein, HH, Dudt, JP, Halabe, VB, Descoudres, F, 1992. Decision Aids in Tunneling - Principle and Practical Application, Monograph, In: *Swiss Federation Office of Transportation*.
- Finol, J, Guo, YK, Jing, XD, 2001. A rule based fuzzy model for the prediction of petrophysical rock parameters, *Journal of Petroleum Science and Engineering*, vol. 29, pp. 97-113.
- Franklin, JA, Broch, E, Walton, G, 1971. Logging the mechanical character of rock, *Inst Min Metall*, A1-A51.
- Gokceoglu, C, 2002. A fuzzy triangular chart to predict the uniaxial compressive strength of the ankara agglomerates from their petrographic composition, *Eng Geol*, 66, pp. 39-51.
- Goktan, RM, Eskikaya, S, 1991. Prediction of ripping machine performance in terms of rock mass properties, *Civil Eng S Africa*, 31, pp. 13-24.
- Grima, MA, Babuska, R, 1999. Fuzzy model for the prediction of unconfined compressive strength of rock samples, *Rock Mech Min Sci*, 36, pp. 339-49.
- Grima, MA, 2000. *Neuro-fuzzy modelling in engineering geology*, Rotterdam, A.A. Balkema, 244 p.
- Iphar, M, Goktan, RM, 2006. An application of fuzzy sets to the Diggability Index Rating Method for surface mine equipment selection, *Int J Rock Mech. Min. Sci.*, 43, pp. 253-266.
- Karpuz, C, 1990. A classification system for excavation of surface coal measures, *Min Sci Technol*, 11, pp. 157-63.
- Khademi, J, Shahriar, K, Sharifzadeh, M 2006. A methodology for rock TBM selection based on geotechnical hazards mitigation, *8th Regional Rock Mechanics Symposium*, Turkey.
- Kirsten, HAD, 1983, Efficient use on construction of tractor mounted rippers, *Civil Eng S Afr*, pp. 247-64.
- Nord, G, Stille, H, 1988. Bore and blast techniques in difficult types of rock: Sweden's experience, *Int J of Tunneling and Underground Space Technology*, 3, pp. 45-50.
- Scoble, MJ, Muftuoglu, YV, 1984. Derivation of a diggability index for surface mine equipment selection, *Min Sci Technol*, 1, pp. 305-22.
- Shahriar, K, Sharifzadeh, M, Khademi, J, Haddadi, MR, 2006. Selection of rock TBM based on geotechnical hazards mitigation, *7th Iranian tunneling conference*, Tehran, Iran, pp. 1059-70.
- Sonmez, H, Gokceoglu, C, Ulusay, R, 2003. An application of fuzzy sets to the geological strength index (GSI) system used in rock engineering, *Eng Appl Artif Intell.*, 16, pp. 251-69.
- Weaver, JM, 1975. Geological factors significant in the assessment of rippability, *Civil Eng S Afr*, 17, pp. 313-6.
- Zadeh, LA, 1965. Fuzzy sets, *Inform Control*, vol 8, pp. 338-53.

Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı Mikrotünel Kazıları

Microtunnelling Excavations for Installation of Pipelines between Baltalimanı and Sarıyer

Hanifi Çopur^a, Mücahit Engin^b, Nadir Omaç^b, Cemal Balcı^a, Deniz Tumaç^a

^a *İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 34469, Maslak-İstanbul-Türkiye*

^b *Çelikler İnşaat A.Ş., İstanbul-Türkiye*

ÖZET Bu çalışma, 600 mm iç çapındaki beton boruların döşenmesinde Baltalimanı-Sarıyer arasında kullanılan 2 adet Mikrotünel makinesinin günlük kazı hızları ile ilgilidir. Proje sahibi İstanbul Büyükşehir Belediyesi – İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) ve yüklenici firma Çelikler İnşaat A.Ş.’dir. Boru hattının toplam uzunluğu 10359 m’dir ve güzergah İstanbul Boğazı sahil yolunu takip etmektedir. Ortalama kazı derinliği 3 ile 3,5 m arasında değişmekte olup, tünelin akar kotu -1 ile -2 m (ortalama -1,5 m) arasındadır. Öncelikle proje tanıtılacaktır. Daha sonra, güzergahta geçilen formasyonların jeolojisi, Herrenknecht AVN600 mikrotünel açma makineleri, borular ve kuyuların özelliklerinden söz edilecektir. Mikrotünel makinelerinin formasyon tipine göre performansları ve kazı sırasında karşılaşılan problemler özetlenecektir.

ABSTRACT Performances of two microtunnelling machines used for installation of concrete pipelines with 600 mm ID between Baltalimanı and Sarıyer are mentioned in this study. The project owner is Istanbul Water and Sewer Establishment (İSKİ) and the contractor is Çelikler Construction Co. Total length of the pipeline is 10359 m and the alignment follows the Coastal Roadway along the Bosphorus. The average depth of excavation is around 3 to 3.5 m and the level of microtunnel invert is between -1 and -2 m, averaging -1.5 m. First, the project is introduced. Then, geology of the formations along the alignment, Herrenknecht AVN600 microtunnelling machines, pipes and shafts are mentioned. Finally, the daily advance rates of microtunnelling machines and problems encountered during installation are summarized for different formations.

1 GİRİŞ

Nüfus ve refah düzeyindeki artış yerleşim alanlarındaki altyapı boru hatlarının inşası, değiştirilmesi ve bakım-onarım ihtiyaçlarını da arttırmaktadır. Yerleşim alanları çevresel olarak hassas bölgelerdir ve genellikle güzergah üzerinde kara yolları, demir yolları, hava alanları, nehirler, kanallar ve binalar gibi engeller vardır. Boru hatları döşenirken yeryüzündeki yapıları ve yeraltında var olan

altyapı sistemlerini rahatsız etmemek için özel önlemler alınmalıdır.

Çeşitli amaçlar için kullanılan (telefon, elektrik, atık su, vs) yeraltı boru hatlarının döşenmesinde iki yöntem mevcuttur: açık kazı (aç-kapa, hendek / kanal kazısı) ve mikrotünel yöntemleri (boru itme-çekme, hendeksiz / kanalsız yöntem). Aç-kapa yönteminde geniş ve derin hendekler kazılarak tüm boru hattı boyunca çevre oldukça rahatsız edilir. Görüntü ve toz

kirliliğinin yanında trafiğin yön değiştirmesi, arazi deformasyonlarından dolayı çevredeki binaların hasar görmesi, işyerlerinin uzun süreler engellenmesi ve dolayısı ile vergi gelirlerindeki azalmalar önemli bir “sosyal maliyet” oluşturur. Günümüzde toplumsal bilinçlenmenin artması nedeniyle aç-kapa yöntemi özellikle nüfusun yoğun olduğu yerleşim alanlarında kabul edilebilir olmaktan çıkmaktadır, mikrotünel yöntemi çevreye minimum zarar verdiği için neredeyse zorunlu olmaktadır.

Mikrotünel açma yöntemleri genel olarak üç grupta sınıflandırılabilir: ayna kazısı yöntemi, zemin yer değiştirme yöntemi (kazısız) ve her ikisinin birleşimi olan kombine mikrotünel açma yöntemleri. Ayna kazısı yönteminde, kazılan pasanın bir şekilde yeryüzüne taşınması ve uzaklaştırılması söz konusudur. Zemin yer değiştirme esaslı yöntemde ise kazı yapılmadığı için her hangi bir pasa söz konusu değildir, zemin uygun bir mikrotünel kafası ile sağa-sola-aşağı-yukarı ve çapraz olarak her yönde ötelenerek / sıkıştırılarak borunun girebileceği bir açıklık oluşturulur.

Bu çalışmada, toplam uzunluğu 10359 m olan ve İstanbul Boğazı sahil yolunu takip eden güzergah üzerinde Çelikler İnşaat A.Ş.’nin yaptığı boru hattı inşası ile ilgili bilgiler verilecek, özellikle kullanılan mikrotünel açma makinelerinin günlük kazı performansı üzerinde durulacaktır.

2 PROJENİN TANITIMI

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) tarafından hazırlanan “Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı” isimli proje kapsamında Baltalimanı ve Sarıyer arasında İstanbul Boğazı sahil yolunu takip eden güzergah üzerinde (Şek. 1) Çelikler İnşaat A.Ş. tarafından yapılmakta olan iş grupları aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Toplam uzunluğu 10359 m olan 600 mm ID beton boruların mikrotünel yöntemiyle döşenmesi,
- 353 adet mikrotünel kuyusu açılması,
- Toplam uzunluğu 5000 m olan 200 mm ID boruların mikrotünel yöntemi ile döşenmesi,

- Toplam uzunluğu 350 m olan 300 ile 600 mm ID arasındaki boruların aç-kapa yöntemiyle döşenmesi.



Şekil 1. Baltalimanı-Sarıyer Arası Boru Hattı Güzergahı (Google Earth)

Projenin işyeri teslim tarihi 23 Ağustos 2005’dir. İşin bitim süresi 608 takvim günüdür ve istenen en geç bitiş tarihi 22 Nisan 2007’dir. İş zamanında bitirilemediği durumda, her takvim günü için sözleşme bedelinin % 0,05’i (on binde beş) oranında gecikme cezası öngörülmüştür.

Çelikler İnşaat tarafından mikrotünel kazıları için iki adet Herrenknecht AVN600 marka mikrotünel makinesi satın alınmıştır. Birinci mikrotünel makinesinin şantiyeye geliş tarihi 15 Ekim 2005 ve kazıya başlama tarihi 20 Ekim 2005’dir. İkinci mikrotünel makinesinin şantiyeye geliş tarihi 18 Şubat 2006 ve kazıya başlama tarihi 27 Şubat 2006’dır. Bu iş kapsamında ortalama kazı derinliği 3 ile 3,5 m arasında değişmekte olup, tünelin akar kotu -1 ile -2 m (ortalama -1,5 m) arasındadır.

Boğaz hattı boyunca trafiğin çok yoğun olması nedeniyle trafiği aksatmamak için yoğun saatlerde çalışmalara ara verilmesi ve güzergah boyunca makinelerin kazı kapasitesini aşan ve sondajlarda görülmeyen beklenmedik çok sert formasyonlara fazla miktarda rastlanması nedenleri ile projenin zamanında bitirilemeyeceği ortaya çıkmıştır (Çopur vd, 2006). Eylül 2007 itibarı ile güzergah üzerinde toplam 7000 m civarında

boru hattı döşenmiştir. Bu nedenle proje bitim süresi ile ilgili olarak İSKİ'den ek süre talep edilmiştir. 2007 sonunda projenin bitirilmesi planlanmaktadır.

Söz konusu boru hattı, Baltalimanı-Sarıyer arasındaki ana kolektör hattına bağlantı tünelleri ile bağlanır. Ana kolektör hattından gelen atık sular Baltalimanı Atık Su Temizleme Tesisi'nde toplanarak temizlenir ve sonra bir boru hattı ile İstanbul Boğazı'nın derinliklerine verilir.

3 GÜZERGAHIN GENEL JEOLJİSİ

Mikrotünel güzergahı ile ilgili genel jeoloji bilgileri, ihale dokümanları içinde yer alan (STFA, 2000; STFA 1988) kaynaklarından alınmıştır. Güzergahın tamamı için toplam 40 adet sondaj verisi bulunmaktadır.

Baltalimanı - Rumelihisarı arasındaki tünel güzergahı Kocaeli Yarımadası Paleozoyik İstifi olarak adlandırılan birimlerden geçmektedir. Paleozoyik istifte alttan üste doğru Devoniyen yaşlı fosilli şeyl - kireçtaşı aralanması ve yumrulu kireçtaşı bulunmaktadır. Paleozoyik istif üzerinde Baltalimanı civarında Kuvaterner - Güncel yaşlı alüvyon çökeller bulunmaktadır.

İstinye - Rumelikavağı arasındaki güzergah bölgesi, İstanbul Paleozoik arazisinin Devoniyen ve Karbonifer yaşlı formasyonlarından oluşmaktadır. Devoniyen arazisi alttan üste doğru, kalın tabakalı yoğun kireçtaşlarından (Alt Devoniyen) ve bunların üzerine normal - uyumlu olarak gelen kumtaşı - fosilli şeyl ve silttaşlarından (Orta Devoniyen) bunların üzerinde de yumrulu kireçtaşı (Üst Devoniyen) tabakalarından oluşmaktadır. Karbonifer Formasyonları ise, altta çörtlü ince taneli silisli şeyller ile üzerine gelen kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı, konglomera ve grovaplardan (Trakya Serisi) oluşur.

Devoniyen ve Karbonifer Formasyonları kıvrımlı, kırıklı, kaymalı ve çok çatlaklı olup, kayma yüzeyleri boyunca ezilmiş parçalanmışlardır. Paleozoik Formasyonları yer yer andezit ve diyabaz daykalarıyla kesilmişlerdir. Paleozoik Formasyonları üzerine yer yer Kuvaterner yaşlı genç çökeller (kum-çakıl-kil depoları) gelmektedir. Güzergahın İstinye - Yeniköy - Tarabya

arasındaki kesiminde Devoniyen yaşlı Kireçtaşı - Kumtaşı - Şeyl tabakaları ardışıklı olarak yer almaktadır.

Güzergahın Tarabya - Kireçburnu arasındaki kesimlerinde, Alt - Orta Devoniyen yaşlı kireçtaşı, kumtaşı, şeyl ve grovaplarda Tarabya civarında yüzeylenir. Kireçburnu kısmında ise Üst Devoniyen yaşlı yumrulu, bademli kireçtaşı ile Karbonifer'in alt seviyeleri, çört ve silisli şeyller yer almaktadır. Bu güzergahta yapılan bazı sondajlarda 6-9 m kalınlıkta kum, çakıl, kil yataklarına rastlanmıştır.

Kireçburnu - Kefeliköy güzergahında Trakya serisinin kumtaşı, silttaşı, şeyl, çamurtaşı tabakaları yer almaktadır. Kefeliköy Bakla Deresi'nde en az 16,5 m kalınlıkta gevşek çakıl, kum, kil çökelleri bulunmaktadır.

Kefeliköy - Büyükdere arasındaki bölgede tümüyle Trakya serisinin kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı, şeyl ve grovaplardan oluşmaktadır. Büyükdere koyunda ise, kalınlığı 2 ile 5 m arasında olan alüvyon tabakası ile Pliyo - Kuvaterner yaşlı karasal tortullar (kil - kum - çakıl serisi) bulunmaktadır.

4 BORULAR VE KUYULAR

Borular donatılı beton olup, iç çapları 600 mm, dış çapları 780 mm ve uzunlukları 2 m'dir. Boru betonu B35 kalitesinde olup bir borunun ağırlığı 1100 kg civarındadır. Borular başka bir firmaya yaptırılmaktadır.

Boruların aksenel olarak alabilecekleri maksimum yük yaklaşık 250 ton civarındadır. Borular arasında sunta tamponlar kullanılarak, boru-boru temas yüzeylerinde yerel yük yoğunlaşması ve dolayısı ile boru kırılmaları azaltılmaktadır. Boruların bir tarafında diğer boruya bağlantıyı sağlayacak olan metal bilezik ve bunun içinde conta vardır. Şekil 2'de bir borunun itme kuyusuna indirilmesi görülmektedir.

Projede 10359 m uzunluğundaki güzergah boyunca toplam 353 adet kuyu imalatı yapılması öngörülmüştür. Bu durumda ortalama kuyular arası mesafe 30 m civarında olmaktadır. Ancak geçilen formasyonların, ev bağlantılarının ve yol kıvrımlarının durumuna göre bazı kuyuların imalatı iptal edilip kuyular

arası mesafe 70 m'ye kadar çıkarılmıştır. Kuyular yumuşak formasyonlarda bir kepçe (Şek. 3) ile sert formasyonlarda ise hidrolik kırıcı (Şek. 4) ile kazılmaktadır. (itme kuyusu 3,5x2,5 m iç; çıkış kuyusu 2,5x1,5 m; 30 cm et kalınlığı)

Kazısı yapılan kuyuya kalıplar yerleştirilerek donatılı beton itme kuyuları (Şek. 5) veya çıkış kuyuları (Şek. 6) yapılmaktadır. Zeminin uygun olduğu durumlarda çıkış kuyuları önceden imal edilerek kazı boşluğuna bir vinç ile yerleştirilir (Şek. 7). Kuyu inşası için herhangi bir zemin iyileştirme çalışmasına gerek duyulmamaktadır. Borusu döşenen kesimlerde kuyuların ağızları yine beton kapaklar ile kapatılmaktadır (Şek. 8).

125x2=250 ton kapasitesi olan itme silindirlerinin dayandığı kuyu duvarı üzerine beton bir dayanak duvarı yapılır (Şek. 5). Bu duvar itme sisteminden kuyuya herhangi bir hasar gelmesini önlemek içindir.

İtme ve çıkış kuyularının boru giriş ve çıkış yerlerine sızdırmazlık keçeleri içeren ringler yerleştirilir (Şek. 9). İtme kuyusu civarında kullanılan donanımların yerleşim düzeni "şerit tipi" denilen ve kara yoluna paralel olan bir düzendedir (Şek. 10). Böyle bir yerleşim düzeninde kaldırım ve yol şeritlerinden bir tanesi kullanıldığından trafik minimum düzeyde etkilenmektedir.



Şekil 3. Kepçe ile Kuyu Kazısı



Şekil 4. Hidrolik Kırıcı ile Kuyu Kazısı



Şekil 2. Borunun İtme Kuyusuna Alınması

5 MİKROTÜNEL MAKİNELERİ

Projede kullanılan mikrotünel makineleri Alman Herrenknecht firmasından satın alınmıştır. Her iki makinenin markası AVN 600'dür ve kazı aynasının bentonit+su karışımı bir çamurun (slurry) basıncı ile desteklenmesi ve kazılan malzemenin bu çamurla kuyu başına taşınması esasına göre çalışır. AVN 600 makinesinin teknik özellikleri Çizelge 1'de özetlenmiştir. AVN 600 tipi mikrotünel makineleri 4 adet kabarıklı disk ve 14 adet kama uçlu keskinlerle donatılmıştır (Şek. 11). Bu tür uçlarla donatılan mikrotünel makineleri sert ve yumuşak formasyonların, diğer bir deyişle



Şekil 5. İtme Kuyusu



Şekil 8. Kuyu Kapakları



Şekil 6. Çıkış Kuyusu



Şekil 9. Sızdırmazlık Keçesi ve Ring



Şekil 7. Prekast Kuyu



Şekil 10. Şerit Tipi Kuyu Başı Düzeni

karışık formasyonların, kazısında kullanılmaktadır. Makine kalkan çapı küçük olduğundan, kesici kafa motoru küçük olmakta ve 50 MPa basınç dayanımının üstündeki formasyonların kazısı oldukça zor olmaktadır. Lazer sistemi ile yönlendirme kontrolü yapılır.

Çizelge 1. Herrenknecht AVN 600 Mikrotünel Makinesinin Teknik Özellikleri (Herrenknecht)

Makine tipi	Çamur Basınçlı (Slurry)	
Uygulanabilir formasyon	Karışık (kaya + zemin)	
Beton boru iç / dış çapı	600 / 780	mm
Kazı çapı	820	mm
Toplam makine uzunluğu	2091	mm
Toplam Güç	75	kW
Toplam itme kuvveti (ileri/geri)	2540 / 1040	kN
Tork	34000	Nm
Kesici kafa devri	0-13	RPM
İtme silindir sayısı	2	adet
İtme silindir çapı (piston/piston kolu)	180 / 140	mm
İtme silindir uzunluğu	2310	mm
Yönlendirme silindir sayısı	3	adet
Yönlendirme silindir çapı (piston/piston kolu)	90/60	mm
Yönlendirme silindir stroğu	25	mm
Yönlendirme silindirlerinin 500 bar'da (itme / çekme) kapasitesi	318 / 177	kN
Yönlendirme açısı sola / sağa, aşağı / yukarı, çapraz	3,4; 3; 3,4	derece



Şekil 11. Herrenknecht AVN 600 Mikrotünel Makinesi Kesici Kafası



Şekil 12. Çamur Tankı ve Katı-Sıvı Ayrımı

Makineler ayna stabilitesinin iyi olmadığı zeminlerde yaklaşık 0,3 bar ayna basıncı ile çalışmaktadırlar. Formasyonun içeriğine bağlı olarak kazılan malzemeyi taşımak ve ayna basıncı vermek amacıyla kullanılan su içerisine ağırlıkça % 4-5 oranında bentonit ilave edilmektedir. Hazırlanan çamur veya duruma göre sadece su 10 cm çapındaki metal borular içerisinden bir pompa ile aynaya basılır.

Çamur ile karışmış olan pasa çapı 10 cm olan borular içerisinden bir çamur pompası yardımıyla çamur tankına taşınır (Şek. 12). Katı – sıvı karışımı halindeki malzeme öncelikle üç katlı bir elek setinde elenerek, iri malzeme elek üstünden alınarak kamyonlara yüklenir ve oradan da döküm sahasına götürülür. Elek altı malzeme bir pompa vasıtası ile 2 adet hidrosiklona beslenir. Hidrosiklonlarda ince boyutlu katı ve sıvı ayrımı yapılarak kalan sıvı tekrar kullanılmak üzere yedek tanka aktarılır. Eğer gerekiyorsa bu su yeniden şartlandırılır.

6 KAZI PERFORMANSINI ETKİLEYEN PARAMETRELER

Bir kazı makinesinin performansını (net kazı hızı, günlük ilerleme hızı, keski tüketimi) etkileyen parametreler jeolojik-jeoteknik, makine ve işletme parametreleri olarak üç gruba ayrılabilir. Jeolojik parametreler formasyon tipleri, çatlaklılık durumu gibi kütsel özellikler ile basınç dayanımı, çekme dayanımı, elastisite, aşındırıcılık, kazılabilirlik gibi malzeme özelliklerini içerir. Makine parametreleri güç, tork, baskı kuvveti, keski tipi, kesici kafa tasarımı gibi parametreleri içerir. İşletme parametreleri ise iş organizasyonu, malzeme ve işçiliğin bulunabilirliği gibi parametreleri içerir.

Makine seçimi güzergah boyunca bulunan jeolojik yapıya uygun olarak ve performansı maksimumda tutacak şekilde yapılmalıdır. Makine seçimi yapıldıktan sonra, makinenin

net kazı hızını (duraklamalar hariç sadece kazı yapılan süre içinde makinenin kazı hızını) jeolojik-jeoteknik parametreler belirler. İşletme parametreleri ise kazı sisteminin genel performansını (duraklamalar dahil, tüm çalışma süresi içindeki makine günlük ilerlemesini) belirler. Makinenin net kazı hızı ne olursa olsun, işletme faktörlerinden kaynaklanan duraklamalar, makine kullanım oranını düşürecek, dolayısı ile genel performansı, diğer bir deyişle günlük ilerlemeyi düşürecek. Bir makinenin performansı incelenirken bu parametrelerin tümü beraberce düşünülmelidir.

7 MİKROTÜNEL MAKİNELERİNİN PERFORMANSI

Günlük raporlar ve makine kayıtları incelendiğinde Rumelihisarı, Baltalimanı ve Emirgan için günlük ilerleme hızları sırasıyla Çizelge 2’de ve Şekil 13 - 15’de özetlenmiştir. Çizelge 2’de görüldüğü gibi, Rumelihisarı’nda (toplam 418 m kazı) bir Mikrotünel makinesinin ortalama ilerleme hızı 4,9 m/gün, Baltalimanı’nda (toplam 145 m kazı) ortalama makine ilerleme hızı 4,1 m/gün ve Emirgan’da (toplam 196 m kazı) 5,0 m/gün olmuştur. Bir mikrotünel makinesi için ortalama genel ilerleme hızı ise 4,8 m/gün olmuştur. Bu bölgelerde, maksimum günlük ilerleme hızı 20 m/gün ile Emirgan bölgesinde yumuşak zeminde gerçekleşmiştir.

Kazılan formasyonlar “kaya”, “yumuşak zemin” ve “karışık zemin (kaya+yumuşak zemin)” olarak sınıflandırıldığında, bir makine ile kayada 2,2 m/gün, karışık zeminde 4,4 m/gün ve yumuşak zeminde 10,0 m/gün ilerleme hızı elde edilmektedir.

Yumuşak zeminde kazı hızlarının daha yüksek olması olağandır, ancak güzergah boyunca ağaç parçaları ve iri kaya bloklarıyla karşılaşılması kazı esnasında problemler oluşturmuş ve kazı hızını yumuşak zeminde de yavaşlatmıştır.

Kayadaki ilerlemeler çok düşüktür. Hatta kaya bulunan bazı yerlerde, örneğin Rumelihisarı’nda RH-B07 ile RH-B05 kuyuları arasında, 124 MPa basınç dayanımı olan kireçtaşı kazılamayıp, mikrotünel kazısı

terk edilerek hidrolik kırıcı kullanılarak aç-kapa yöntemi ile kazı yapılmıştır (Şek. 16).

Verilen günlük ilerleme değerleri, günde 10 saatlik iki vardiya, haftada 7 gün çalışma düzeninde elde edilmiştir. Her tünel kazı projesinde olduğu gibi, bu projede de bir “alışma evresi” olmuştur ve bu evre Rumelihisarı, Baltalimanı ve Emirgan güzergahında geçirilmiştir. Ayrıca güzergahın bu kesiminde basınç dayanımı çok yüksek olan ve sondajlarda görülmeyen çok sert formasyonlara da rastlanmıştır. Bunun yanında, ağaç parçaları, iri dolgu blokları, bina temelleri gibi engeller ile de karşılaşmıştır. Bu durumların kazı hızını oldukça düşüreceği bilinmektedir. Ancak, daha sonraları yumuşak formasyonlarda 35 m/gün maksimum değerlerine erişilmiştir.

İtme kuvvetleri kayada ve karışık zeminlerde 30 m itme mesafeleri için 100 tona (~45 m itme mesafesi için 150 ton) ve dolgu-yumuşak zeminde 30 m itme mesafesi için 40 tona ulaşmıştır (Şek. 17 ve 18).

Bir keski yatağının yük kapasitesi bu günkü teknoloji ile maksimum 25 – 30 ton civarında olabilmektedir; keski çapı azaldıkça bu değer daha da düşmektedir. Söz konusu mikrotünel makinelerinin keski yataklarının iyimser olarak 25 ton yük alabileceği kabul edilirse, 4 adet keski yatağı için kayada 100 ton civarında bir itme kuvveti gerekir; bu kuvvet keskinin kayaya nüfuz edebilmesi için gereklidir. Ayrıca, boru hattı ile zemin arasındaki sürtünmeler için de ilave kuvvet gereklidir. Kayada sürtünme kuvvetleri yumuşak zemine kıyasla oldukça düşüktür, ancak kayayı kesmek için gereken kuvvetler çok daha fazladır.

8 SONUÇLAR

İstanbul Boğazı gibi nüfus ve trafiğin yoğun olduğu, dünyanın gözleri önünde olan ve yoğun iş, eğlence ve dinlenme mekanlarının bulunduğu bir çevrede boru hattı döşemek oldukça iddialı bir iştir. Bunun yanında, Boğaz boyunca anroşman, ağaç parçaları, bina temelleri, iri bloklu zeminler ve bazen deniz içerisinde boşluklarla karşılaşma olasılığının bilindiği zor zemin şartlarında böyle bir işi yapmak riski bir kat daha

Çizelge 2. Rumelihisarı, Baltalimanı ve Emirgan'da Günlük İlerleme Hızları

LOKASYON: RUMELİHISARI				KARŞILAŞILAN FORMASYON	FORMASYON SINIFLAMASI
KUYU	m	gün	m/gün		
RH-A05 / RH-A03	69.3	12	5.78	Kum-çakıl-blok-kaya-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-A01 / RH-A03	49.5	10	4.95	Kum-çakıl-blok-kaya-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-A07 / RH-A08	29.8	4	7.45	İskele kazıkları, dolgu zemin	Yumuşak Zemin
RH-A08 / RH-B12	46.0	13	3.54	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-B10 / RH-B12	43.0	18	2.39	Kaya	Kaya
RH-B07 / RH-B08	10.0	4	2.50	Kaya	Kaya
RH-B07 / RH-B08	25.0	4	6.25	Toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
RH-B10 / RH-B09	47.0	13	3.62	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-B07 / RH-B05	63.0	4	15.75	Toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
RH-B08 / RH-B09	35.0	3	11.67	Toprak-dolgu zemin-kaya	Yumuşak Zemin
			ORTALAMA		
TOPLAM	417.6	85	4.91		

LOKASYON: BALTALIMANI				KARŞILAŞILAN FORMASYON	FORMASYON SINIFLAMASI
KUYU	m	gün	m/gün		
BLT-A09 / BLT-A10	42.0	6	7.00	Toprak-dolgu-blok kayalar-ahşap iskele	Karışık Zemin
BLT-A08 / BLT-A09	22.0	2	11.00	Toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
BLT-A08 / BLT-A07	27.0	7	3.86	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
BLT-A11 / BLT-A10	27.0	7	3.86	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
BLT-A11 / BLT-A12	27.0	13	2.08	Kaya-toprak (4 m) - kaya	Kaya
			ORTALAMA		
TOPLAM	145.0	35	4.14		

LOKASYON: EMİRGAN				KARŞILAŞILAN FORMASYON	FORMASYON SINIFLAMASI
KUYU	m	gün	m/gün		
EM-B02 / EM-B01	27.0	2	13.50	Kum-çakıl-toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
EM-B02 / EM-B03	28.0	3	9.33	Kum-çakıl-toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
EM-B06 / EM-B05	30.0	14	2.14	Anroşman-kaya blokları	Kaya
EM-B06 / EM-B08	52.0	13	4.00	Anroşman-kaya blokları (kum-çakıl dolgu)	Karışık Zemin
EM-B04 / EM-B05	59.0	7	8.43	Kumlu-çakıllı toprak dolgu	Yumuşak Zemin
			ORTALAMA		
TOPLAM	196.0	39	5.03		

arttırmaktadır. Böyle zor koşullarda yapılan mikrotünel işlerinin, gelecekte İstanbul'da yapılacak olan mikrotünel ve tünel kazılarına olumlu yönde bilgi ve katkılar sağlayacağı düşünülmektedir.

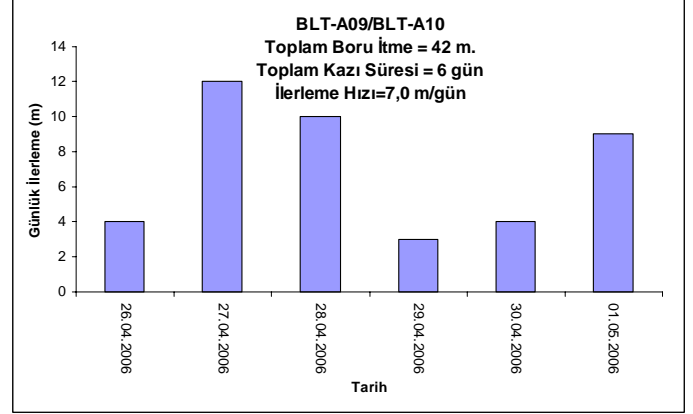
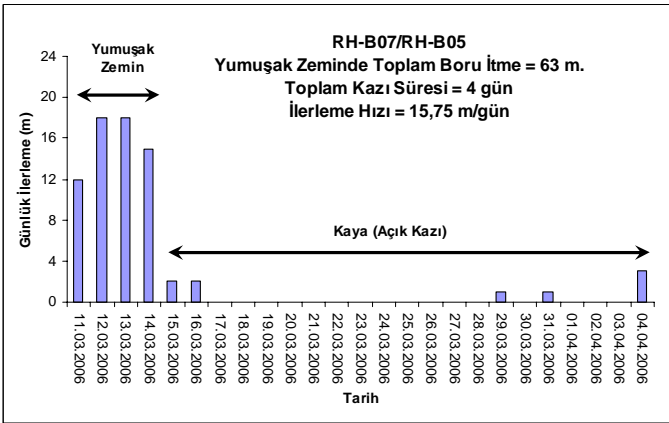
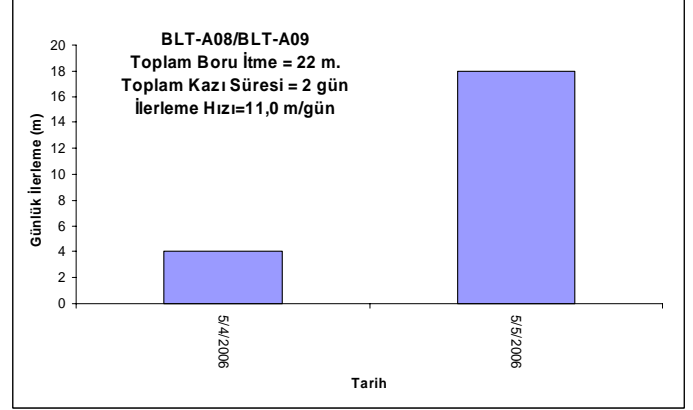
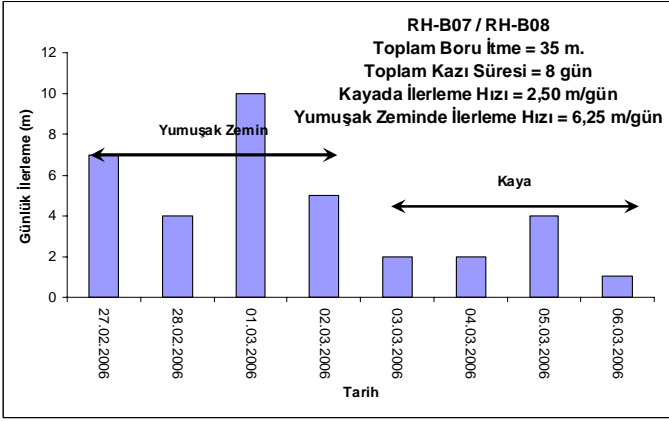
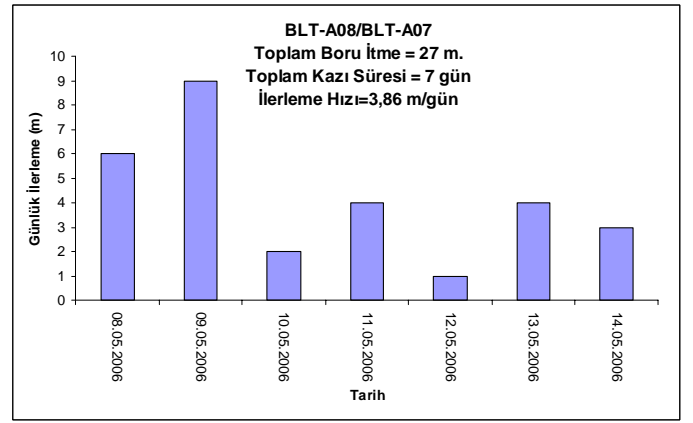
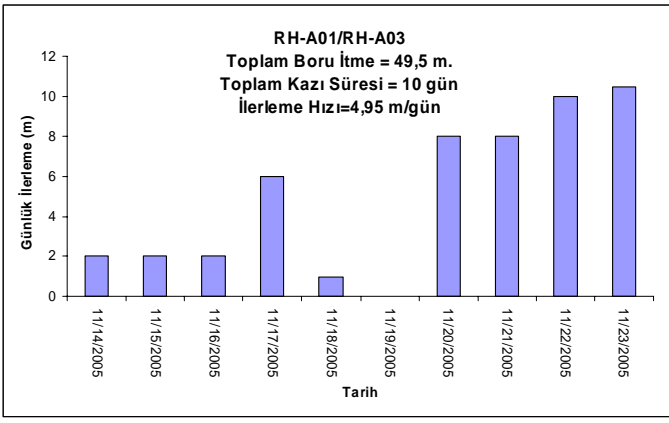
Baltalimanı – Rumelihisarı - Emirgan hattında günlük kazı ilerlemeleri incelendiğinde; bir adet mikrotünel makinesi ile kayada (kireçtaşı, kumtaşı, vs.) 2,2 m/gün, karışık zeminde (kaya + yumuşak zemin) 4,4 m/gün ve yumuşak zeminde 10,0 m/gün ortalamalar elde edildiği görülmüştür. Ulaşılan maksimum günlük ilerleme değeri 20 m³/gün olmuştur. Çok sert ve masif kaya koşullarında (80-125 MPa basınç dayanımı) mikrotünel makineleri ile kazı terk edilerek hidrolik kırıcı ile kazı yapılmaktadır.

TEŞEKKÜRLER

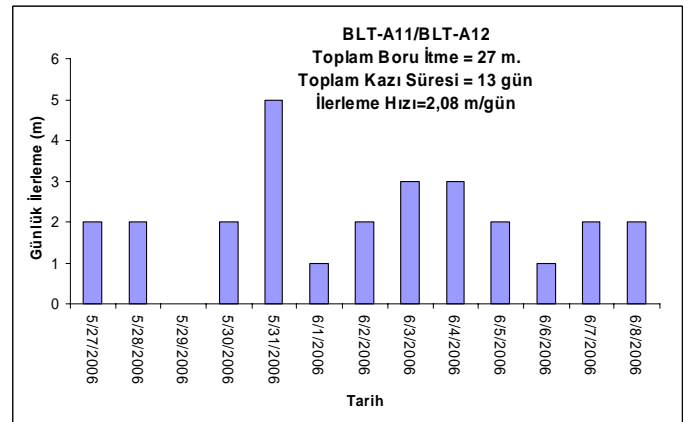
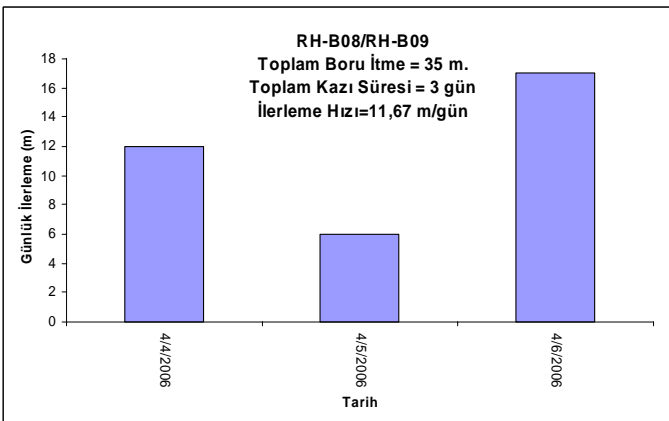
Yazarlar, bu tebliğin hazırlanmasına olan katkıları ve izinleri nedeniyle Çelikler İnşaat A.Ş. yöneticilerine teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Çopur, H., Balcı, C., Tumaç, D., 2006. *Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı Mikrotünel Kazıları İçin Durum Tespiti ve Öneriler*. Çelikler İnşaat Anonim Şirketi'ne sunulan Proje Raporu.
- Google Earth, 2007.
- Herrenknecht AG, 2006. *AVN600 Operating Manuel*.
- İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ), 2006. *Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı*. Proje Dokümanları.
- STFA Temel Araştırma Sondaj Ltd. Şti., 1988. *İSKİ Genel Müdürlüğü Evsel Atık Su Arıtma Çalışmaları İstinye-Sarıyer Güzergahı Zemin Etüt Raporu*.
- STFA Temel Araştırma Sondaj Ltd. Şti., 2000. *Rumeli Hisarı Branşman Tüneli Geoteknik Raporu*.

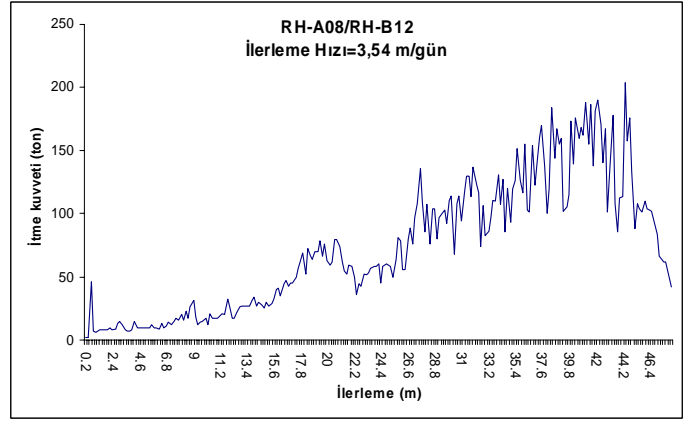
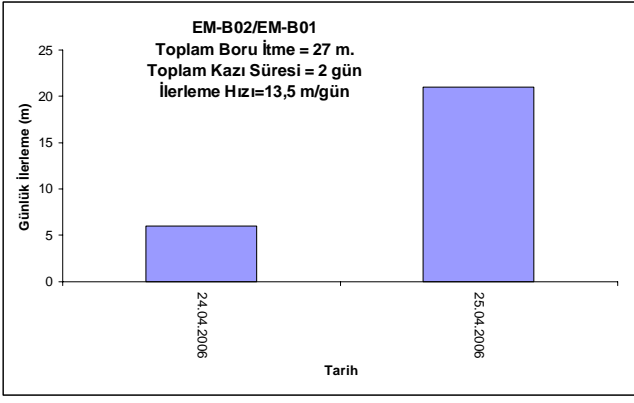


(Makine kayaya giriyor ve boru kılıyor. Açık kazıya geçiliyor. Kırıcı arızası, trafik vs. duraklamalar söz konusu.)

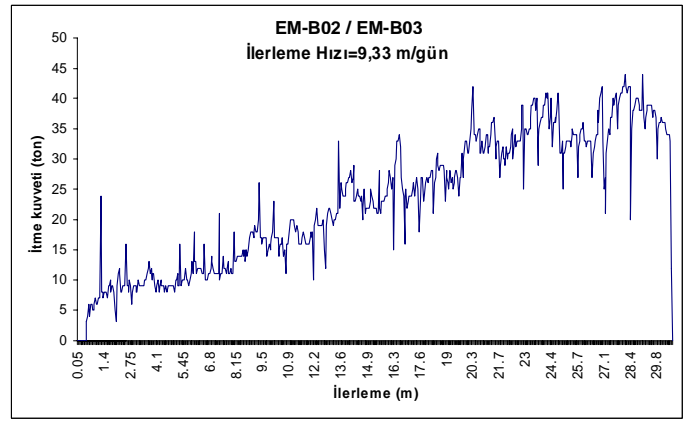
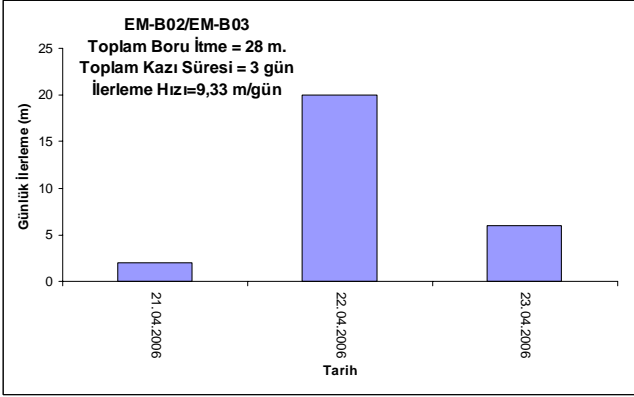


Şekil 14. Baltımanlı Günlük İlerlemeler

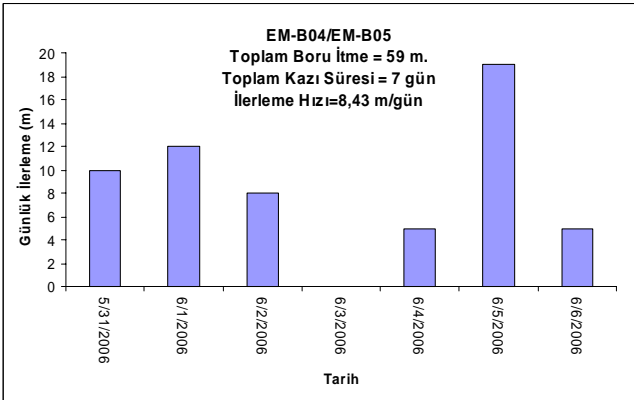
Şekil 13. Rumelihisarı Günlük İlerlemeler



Şekil 17. Rumelihisarı RHA08 ve RH-B12 Kuyuları Arası İtme Kuvveti Grafiği (Kaya Ağırlıklı Karışık Zemin)



Şekil 18. Emirgan EM-B02 ve EM-B03 Kuyuları Arası İtme Kuvveti Grafiği (Yumuşak Zemin Ağırlıklı Karışık Zemin)



Şekil 15. Emirgan Günlük İlerlemeler



Şekil 16. RH-B07 ile RH-B05 kuyuları arasında mikrotünel kazısı terk edilerek aç-kapa yöntemi ile kazı yapılması

Mikrotünel Açma Maliyet Analizleri

Analyses of Microtunnelling Costs

Hanifi Çopur^a, A. Barış Akkaya^b, A. Tuncer Aktan^c, Hakan Erciyes^c

^a *İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 34469, Maslak-İstanbul-Türkiye*

^b *Ereğli Demir Çelik Fabrikaları, 67330, Kdz Ereğli-Zonguldak-Türkiye*

^c *CET İnşaat A.Ş., 4. Gazeteciler Sit. B15/1, Levent, 80630, İstanbul-Türkiye*

ÖZET Altyapı projelerinde maliyet hesaplamaları, ihale bedelinin ve bütçenin belirlenmesi bakımından projenin ekonomik geleceğini oldukça önemli oranda etkilemektedir. Maliyet hesap sonuçları genellikle belirsiz ve dalgalanmalıdır. Bunun başlıca sebebi, herkesçe kabul edilmiş belirli bir hesap yönteminin ve kaliteli bir maliyet veri tabanının bulunmamasıdır. Bu çalışmada, mikrotünel açma yöntemiyle boru hattı döşenmesi projelerinde maliyet türleri, maliyet türlerinin sınıflaması ve maliyet hesap yöntemleri ile ilgili uygulamadaki genel yaklaşımlar özetlenmektedir. Ayrıca, örnek bir proje için doğrudan maliyetlerle ilgili bir analiz yer almaktadır. Çalışmanın karar vericilere, planlayıcılara ve mühendislere konu hakkında genel bir bilgi vereceği düşünülmektedir.

ABSTRACT Cost estimations of infrastructure projects affect seriously the economical future of the project since the bid prices and budgets are determined based on these estimations. The results of cost estimations are usually indefinite and fluctuating. The basic reason for this is that there is no widely accepted estimation method and sound cost database. In this study, cost types, classification of cost types and the general approaches used in practice to estimate costs for projects of pipeline installation by microtunnelling method are summarized. In addition, an analysis of direct costs is included for a hypothetical microtunnelling project. It is considered that this study would give general information to decision makers, designers and engineers.

1 GİRİŞ

Mikrotünel projeleri, metro ve diğer tünel projelerine kıyasla daha düşük birim maliyetlere sahip olmasına rağmen, ülke bazında düşünüldüğünde toplamda çok büyük bir pazar oluşturmaktadır. Bu gün sadece İstanbul'da 11000 km'den fazla doğal gaz hattı bulunduğu düşünülürse, temiz su, atık su, drenaj, elektrik, telefon vs gibi diğer boru hattı ihtiyacının ülke çapındaki boyutunun ne kadar büyük olduğu görülmektedir. Nüfus artışı, eski boru hatlarındaki arızalar

bozulmalar, yeni boru hatlarına duyulan ihtiyaç gibi sebeplerle yakın bir gelecekte altyapı ihtiyaçları bugünkünden çok daha fazla artış hızı gösterecektir. Bir atık su veya temiz su borusunun patlaması veya drenaj hatlarının yetersizliğinden kaynaklanan sel basmaları sonucu halkın gösterdiği tepkileri televizyon kanallarından görmekteyiz. Bu haberler altyapı yetersizliğini, toplumun buna karşı bilinçlendiğini ve dolayısı ile artan altyapı ihtiyacını göstermektedir.

Çeşitli amaçlar için kullanılan yeraltı boru hatlarının döşenmesinde iki yöntem

mevcuttur: açık kazı (aç-kapa, hendek / kanal kazısı) ve mikrotünel yöntemleri (boru itme-çekme, hendeksiz / kanalsız yöntem).

Aç-kapa yönteminde geniş ve derin hendekler kazılarak tüm boru hattı boyunca çevre oldukça rahatsız edilir. Görüntü ve toz kirliliğinin yanında trafiğin yön değiştirmesi, arazi deformasyonlarından dolayı çevredeki binaların hasar görmesi, işyerlerinin uzun süreler engellenmesi ve vergi gelirlerindeki azalmalar önemli bir “sosyal maliyet” oluşturur. Günümüzde toplumsal bilincin artması nedeniyle aç-kapa yöntemi özellikle yerleşim alanlarında kabul edilebilir olmaktan çıkmaktadır, mikrotünel yöntemi çevreye minimum zarar verdiği için neredeyse zorunlu olmaktadır.

Mikrotünel açma yöntemleri ayna kazısı yöntemi, zemin yer değiştirme yöntemi (kazısız) ve her ikisinin birleşimi olan kombine mikrotünel açma yöntemleri olarak üç grupta sınıflandırılabilir. Ayna kazısı yöntemlerinde, kazılan pasanın yeryüzüne taşınması ve uzaklaştırılması söz konusudur. Zemin yer değiştirme yöntemlerinde kazı yapılmadığı için her hangi bir pasa söz konusu değildir, zemin uygun bir mikrotünel kafası ile her yönde ötelenerek / sıkıştırılarak borunun girebileceği bir açıklık oluşturulur.

Mikrotünel açma yöntemleri ayrıca yönlendirilebilir ve yönlendirilemez veya tünel içine insan girebilir ve giremez yöntemler olarak sınıflandırılabilir. Uygulanan mikrotünel açma yöntemi ne olursa olsun, çok daha az kazı yapılmakta ve çevreye çok daha az zarar verilmektedir.

Maliyet analizlerinin temel hedefi bir işi yapmak için önerilen birden fazla alternatifin ekonomik olarak kıyaslanmasıdır. Örneğin, bir boru hattı inşa projesi için mikrotünel yöntemi ile aç-kapa kazı yönteminin kıyaslanması veya çeşitli mikrotünel açma alternatiflerinin kıyaslanması gibi. Ancak, özellikle yeraltı yapıları projeleri için belirlenen maliyetler bazen gerçekleşen maliyetler ile uyuşmamaktadır, maliyetler genellikle beklenin üzerinde çıkmaktadır. Geniş çaplı ve karmaşık tünel projelerinde bu fark çok daha büyük olabilmektedir (Reilly, 2005; Tarkoy, 1999). Dolayısıyla ile ihale

bedelleri ile gerçekleşen maliyetler arasında farklar çıkmaktadır.

Bir yeraltı inşa projesinin nihai maliyeti birçok parametreye, yapılan kabullere ve koşullara bağlıdır ve parametrelerin tümü kontrol edilebilir değildir. Bunun yanında, maliyet hesap yöntemleri tam olarak kullanılmamaktadır ve bazen risk maliyetleri de göz önüne alınmamaktadır.

2 MALİYET TÜRLERİ VE SINIFLAMA

Bir altyapı projesinde maliyetleri etkileyen çok sayıda parametre vardır ve bu parametreler projeden projeye, aynı proje içersinde, ülkeden ülkeye ve hatta şehirden şehre değişkenlik gösterebilmektedir. Ayrıca, arazi incelemesi yapılsa dahi yeraltındaki jeolojik ve jeoteknik koşulların tam anlamıyla bilinmemesi, yeraltında ağaç parçaları - bina temelleri - iri bloklar gibi engellerle karşılaşılması, mikrotünel makinesi gibi önemli bazı donanımların birden bire bozulması gibi nedenlerle işlerin durmasına veya yavaşlamasına neden olan ve maliyet oluşturan riskler söz konusudur.

Ekonomik bir değerlendirme yapabilmek için bir altyapı projesinde oluşan çeşitli maliyet türlerini iyi anlamak gerekmektedir. Harbuck (2000) maliyet türlerini genel olarak birincil, ikincil ve risk maliyetleri şeklinde üç gruba ayırmaktadır. Farklı kaynaklarda birincil maliyetler “doğrudan inşa maliyetleri (direct costs)” ve ikincil maliyetler “dolaylı inşa veya sosyal maliyetler (indirect costs, social costs)” olarak da adlandırılmaktadır (Bottero and Peila, 2005; Boyce and Bried, 1994). Bottero ve Peila (2005) risk maliyetlerini göz önüne almadan maliyetleri genel olarak dört gruba ayırmışlardır: doğrudan inşa, dolaylı inşa, sosyal ve çevresel (ekolojik) maliyetler. Craig (1999), tünel projelerinde maliyetleri sabit ve zamana bağlı değişken olarak iki gruba ayırmıştır. Çizelge 1’de maliyet türlerinin genel bir sınıflaması yer almaktadır.

Çizelge 1. Maliyet Türlerinin Genel Bir Sınıflaması (Harbuck, 2000'den değiştirilerek)

Maliyet Türü	Maliyet Detayları	Açıklamalar
Birincil (Doğrudan)	Planlama, mühendislik ve yönetim maliyetleri	Bu maliyetler, mikrotünel projelerinde toplam inşa maliyetlerinin %15-20'si civarındadır. Aç-kapa yönteminde biraz daha düşük (% 5-15) olabilir.
	Kalıcı ve geçici geçiş hakları maliyetleri	Bu maliyetler, inşa esnasında geçici veya kalıcı olarak temin edilmesi gereken özel arazilerin satın alınmasını kapsar.
	Boru hattı inşası için kalıcı ve geçici işlerin inşa ve işletme maliyetleri	İnşa maliyetleri, tüm geçici ve kalıcı iş gruplarının donanım, işçilik ve malzeme maliyetlerini kapsar. Projenin temel maliyetlerini oluşturur.
	Servis süresince oluşan maliyetler (işveren isterse)	Bu maliyetler genellikle işveren idare istemedikçe hesaplara ilave edilmez. Genellikle farklı inşa malzemelerinin kıyaslanmasında kullanılır. İlk yatırım maliyetleri, faydalı ömür ve bakım-onarım maliyetleri göz önüne alınır.
İkincil (Dolaylı, Sosyal)	Geçiş hakkının olmadığı yerlerde özel araziye veya mülke zarar verilmesi durumunda ödenen tazminatlar	Bu maliyetler bazen geçiş hakları maliyeti olarak hesaba katılır, fakat ayrıca hesap edilmesinde fayda vardır. Arazi veya mülke zarar konusuna kısa ve uzun vadede bakılmalıdır. Kısa vadede bahçe duvarlarının onarımı, yol onarımı ve bahçe onarımı gibi maliyetler söz konusudur. Uzun vadede yeryüzü oturmaları sonucu oluşan bina hasarlarının maliyeti söz konusudur.
	Gelir kayıplarına karşılık işyerlerine ödemeler / tazminat	Gelir kayıplarına karşılık işyerlerine ödemeler ve tazminatlar, özellikle aç-kapa yönteminin uygulandığı yerlerde giderek artmaktadır.
	Gürültü, toz, titreşim veya trafik nedeniyle işyeri ve evlere verilen zararları ve emniyet maliyetleri	Birçok belediye günümüzde gürültü seviyesini ve zamanını, inşaat esnasında oluşan toz ve trafik engellemelerini kısıtlayıcı kararlar almışlardır. Dolayısı ile bu sınırlar aşıldığında bir maliyet söz konusudur.
	Ekolojik olarak hassas olan yerlerde oluşan problemlerin maliyeti	Giderek artan önem arz eden bir konudur. Su havzaları, doğal yaşam alanları, tarihi veya arkeolojik alanlarla ilgili maliyetler bu sınıfa girmektedir. Bu maliyetler genel olarak, inşa işinin potansiyel etkilerini yok etmek veya üstesinden gelmek için işveren idarelerin yaptığı harcamaları kapsamaktadır.
Risk	Beklenmeyen yeraltı koşullarından dolayı oluşan maliyetler (jeoteknik)	İnşa esnasında, tasarım aşamasında yapılan arazi incelemeleri ve laboratuvar çalışmaları sonucu belirlenen arazi koşullarından farklı koşullarla karşılaşılabilir. (Farklı formasyon ve/veya dayanımı daha yüksek formasyon).
	Beklenmeyen teknik engellerin maliyetleri (engeller)	Ağaç parçaları, bina temelleri, iri ve sık bloklar, eski altyapılar ve karstik boşluklar gibi öngörülemeyen engellerden dolayı oluşan maliyetler.
	Kirlenmiş zemin veya yeraltı suyunun atılması / temizlenmesi maliyetleri (ekolojik)	Kirlenmiş zemin veya yeraltı suyunun atılması ve/veya temizlenmesinden kaynaklanan maliyetlerin önemi gün geçtikçe artmaktadır.
	İşletme riskleri	Beklenmeyen makine arızaları, lojistik destek problemleri vs
	Politik ve idari riskler	Politik iradenin değişmesi sonucu ortaya çıkan maliyetler.

Doğrudan maliyetler, bir projenin temel maliyetlerini oluşturur. Diğer bir deyişle, her şey yolunda gittiğinde projenin inşa maliyeti yaklaşık olarak doğrudan maliyetler ile işletme-yönetim maliyetleri ve kar oranlarının toplamına yakın olmaktadır.

Dolaylı maliyetleri hesaplamak daha zor ve karmaşıktır (Boyce and Bried, 1994; Gilchrist and Allouche, 2005). Buna rağmen ekonomik değerlendirmelerde göz önüne alınmalıdır ve gün geçtikçe bu maliyet daha fazla önem arz etmektedir. Trafik yolunun yön değiştirmesi sonucu seyahat süresi, yakıt tüketimi, taşıt yıpranması, sürücülerin zaman kayıpları, trafik yoğunluğu, kazalar ve yaya zaman kayıpları artmaktadır. İşyerlerinin engellenmesi sonucu satış ve vergi gelirleri azalmakta ve müşteri kayıpları olmaktadır. Gürültü nedeniyle verim düşüştü olmaktadır. Toz kirliliği nedeniyle temizlik giderleri artmaktadır. Yeniden yol yapımı maliyetleri arttırmaktadır. Bu maliyetler, sosyal veya dolaylı maliyetleri oluşturur. Günümüzde sosyal maliyetlerin yüksek olduğu aç-kapa kazıları ile boru hattı inşa işleri bir alternatif olmaktan çıkmakta, sosyal maliyetlerin uzun vadede minimum olduğu mikrotünel yöntemi tercih edilmektedir.

Mikrotünel projelerinde sosyal maliyetler, aç-kapa yöntemine kıyasla ihmal edilebilecek düzeyde düşüktür. Örneğin, Boyce ve Bried (1994) Ohio'da aynı güzergah üzerinde 228 cm çaplı sele karşı drenaj boru hattı inşası kapsamında aç-kapa ve mikrotünel projeleri için sosyal maliyetleri hesaplamışlardır ve hesap sonuçları Çizelge 2'de verilmektedir. Buna göre, mikrotünel yönteminde sosyal maliyetlerin aç-kapa yöntemine göre oldukça düşük olduğu görülmektedir (%10'undan daha az). Eğer sosyal maliyetlerin hesaplanmasında insanların zaman kayıplarına karşılık gelen 8,40 \$/saat değeri 9,60 \$/saat değerine yükseltirse, mikrotünel yönteminin daha ekonomik olduğu hesaplanmaktadır. Dolayısı ile bu hesaplamalar, sosyal maliyetlerin hesaplanmasındaki kabullere karşı çok hassastır. Ayrıca bazı hesaplamaları yapabilecek verileri bulmak oldukça zordur (Gilchrist and Allouche, 2005).

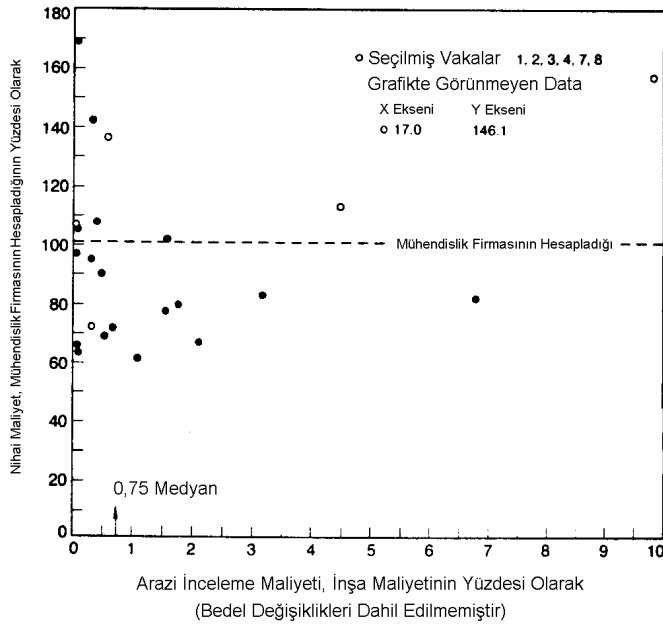
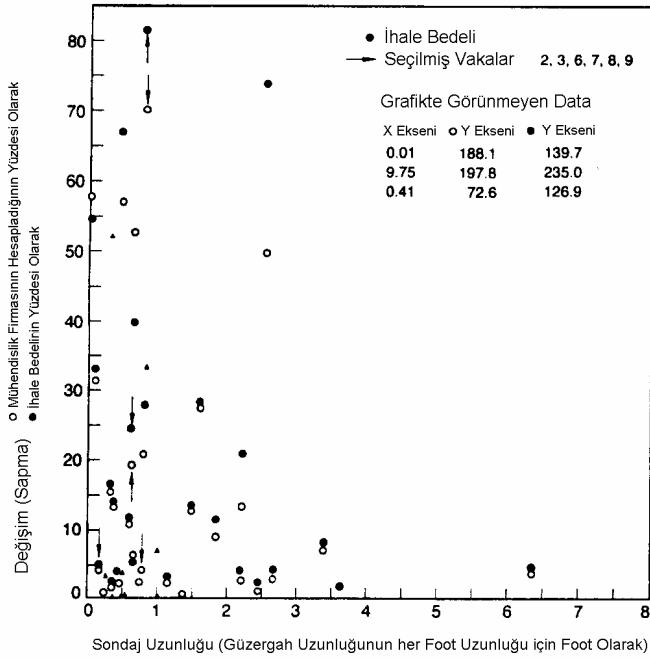
Çizelge 2. Mikrotünel ve Aç-kapa Yöntemlerinde Sosyal Maliyet Hesaplamaları (Boyce and Bried, 1994)

Maliyet Türü	Aç-Kapa Yöntemi (\$)	Mikrotünel Yöntemi (\$)
DOĞRUDAN	1.073.00	1.665.000
DOLAYLI		
İşçi Yaralanmaları	52.934	37.936
Taşıt Engellenmesi	404.162	0
Yaya Engellenmesi	24.696	0
İşyeri Engellenmesi	+?	0
Gürültü(Verim Kaybı)	+?	0
Toz ve Kir Kontrolü	5.460	0
Yol Yapımı	110.760	11.076
ARA TOPLAM	598.012	49.012
TOPLAM	1.671.012	1.714.012

Ekonomik değerlendirmelerde genellikle risk maliyetleri göz önüne alınmamaktadır veya bazen riskler eksik olarak göz önüne alınmaktadır. Bu nedenle bazen proje maliyetleri beklenenden yüksek olmaktadır ve proje ekonomikliğini kaybedebilmektedir (Tarkoy, 1999; Reilly, 2005).

Tasarım/planlama, ihale ve inşa aşamalarında çeşitli riskler söz konusudur (Eskesen et al., 2004). Risk maliyetlerinin belirlenmesinde tecrübe, pratik ve teorik bilgi gerekmektedir. Tasarım aşamasında yapılan arazi incelemeleri sonucu belirlenen arazi koşullarından çok farklı koşullarla karşılaşılması, beklenenden daha dayanımlı veya belirlenemeyen yeni formasyonlarla karşılaşılması, iri ve sık bloklar - ağaç parçaları - bina temelleri - karstik boşluklar ile karşılaşılması inşa esnasında karşılaşılabilecek risklere örnektir.

Bir tünel projesi öncesinde yapılan arazi inceleme maliyetlerinin / seviyesinin proje maliyetlerine etkisi Şekil 1'de verilmektedir. Şekilde görüldüğü gibi, projelendirme aşamasında mühendislik firmasının daha doğru maliyet hesabı yapabilmesi için proje maliyetinin en az % 3'ü kadar arazi incelemelerine harcama yapılmalıdır. Arazi incelemelerinin yetersiz olması durumunda, proje maliyetleri %70'e kadar hatta bunun üzerinde artabilmektedir.



Şekil 1. Arazi İnceleme Seviyesinin Proje Maliyetlerine Etkisi (Bickel et al, 1996)

3 MALİYET HESAP YÖNTEMLERİ

Mikrotünel projelerinde toplam maliyeti hesaplamak için çeşitli yöntemler mevcuttur. Bu yöntemler genel olarak deterministik veya probabilistik olarak iki gruba ayrılabilir. Deterministik yöntemlerde maliyetler tek bir rakam olarak göz önüne alınırken, probabilistik yöntemlerde maliyet ve zaman parametrelerinin değişkenliği nedeniyle olasılık eğrisi olarak göz önünde bulundurulur (Isaksson and Stille, 2005; O'Reilly and Stovin, 1996).

Harbuck (2000), genel olarak doğrudan maliyetlerin (donanım, malzeme, işçilik, vs) hesaplanmasını ve buna belirli oranlarda işletme giderleri ve kar ilave edilmesini önermektedir. Tasarım aşaması için beklenmeyen giderler de duruma göre ilave edilebilir. Ortalama bir risk durumu için maliyet hesaplanır. Bu deterministik bir yaklaşımdır. Doğrudan maliyetlerin belirlenmesi için mikrotünel işlerini Çizelge 3'deki gibi dört ana gruba ayırmıştır. Böylece doğrudan maliyetlerin hesabı ve işin kapsamını görebilmek için bir şablon oluşturmuştur. Böyle bir şablonun kapsamı ve detayı arttırılabilir.

Çizelge 3. Mikrotünel Projeleri İçin Genel Kontrol Listesi (Harbuck, 2000)

Makine	Zemin tipi, makine tipi, boyutlar, itme sistemi, pasa atımı, pasa işleme, yönlendirme sistemi, ilerleme hızı, beklenmeyen engeller
Boru Hatı	Boru boyutu, malzemesi, bağlantı şekli, itme kuvveti, hat uzunluğu, ara istasyonlar, yardımcı donanımlar
Kuyular	Kuyu yerleri, boyutları, zemin iyileştirme gereksinimi, itme kapasitesi, inşa sonrası kullanım durumu
Yeryüzü	Giriş, yerleşim düzeni, depolama, malzeme temini, emniyet, trafik kontrol

O'Reilly ve Stovin (1996) mikrotünel projeleri için basit bir probabilistik yöntem önermiştir. Bu yöntemde maliyetler türlerine göre ana gruplara ayrılır. Her ana grup için maliyet aralıkları (alt ve üst limitler) belirlenir ve maliyet grubunun her bir aralıkta olma olasılığı belirlenir. Bu olasılıklar, hesaplama yapanların tecrübelerine bağlı olarak belirlenir. Bir maliyet türünün çeşitli maliyet aralıklarında olma olasılıklarının toplamı 1 olmaktadır. Mikrotünel (auger boring) ve aç-kapa yöntemlerini kıyaslamak için yapılan (hipotetik bir proje) böyle bir hesaplamının verileri Çizelge 4'de verilmektedir.

Çizelge 4. Mikrotünel ve Aç-Kapa İçin Hesaplanan Maliyet Aralıkları ve Olasılıklar Tablosu (O'Reilly and Stovin, 1996)

a) Mikrotünel (Auger Boring)

Maliyet Aralığı (x10 ³ Sterlin)	Maliyet Türleri				
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0-10	0.510	0.000	0.535	0.379	0.585
10-20	0.376	0.000	0.211	0.286	0.158
20-30	0.069	0.000	0.144	0.195	0.146
30-40	0.044	0.659	0.033	0.084	0.085
40-50	0.001	0.332	0.043	0.055	0.020
50-60	0.000	0.009	0.021	0.001	0.004
60-70	0.000	0.000	0.012	0.000	0.001
70-80	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001

- (1) Planlama, Arazi İncelemeleri vs.
(2) Doğrudan Maliyetler
(3) Sosyal Maliyetler
(4) Risk maliyetleri
(5) Susuzlandırma için İlave Maliyetler

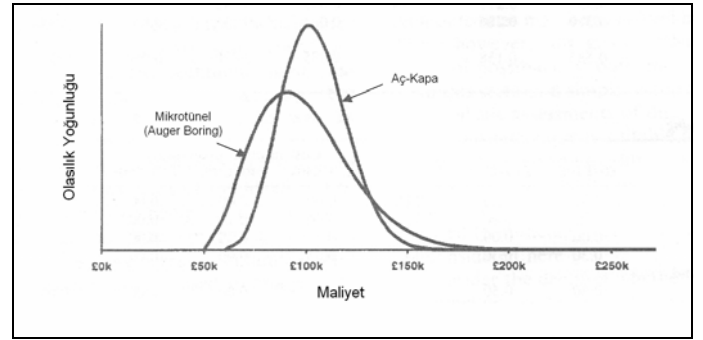
b) Aç-Kapa

Maliyet Aralığı (x10 ³ Sterlin)	Maliyet Türleri				
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0-10	0.800	0.000	0.000	0.300	0.300
10-20	0.200	0.000	0.000	0.500	0.500
20-30	0.000	0.500	0.500	0.150	0.150
30-40	0.000	0.400	0.300	0.050	0.050
40-50	0.000	0.100	0.200	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

- (1) Planlama, Arazi İncelemeleri vs.
(2) Doğrudan Maliyetler
(3) Sosyal Maliyetler
(4) Risk maliyetleri
(5) Susuzlandırma için İlave Maliyetler

Proje alternatiflerinin beklenen parasal değeri, her bir maliyet türünün her bir maliyet aralığındaki olasılığı ile o maliyet aralığının orta değeri (örneğin 0 ile 10000 Sterlin aralığında ise 5000 Sterlin) çarpılarak ve bu çarpımlar toplanarak hesap edilmektedir. Buna göre Mikrotünel alternatifi için beklenen parasal değer 94250 Sterlin ve aç-kapa için 99000 Sterlin olmaktadır. Ancak bunun yanında, bu maliyetin olasılık dağılımı da önemlidir. Maliyet aralığının orta değeri alınarak hesaplanan olası maksimum ve minimum değerler dağılımın sınırlarını göstermek bakımından önemlidir. Mikrotünel alternatifi için olasılığı olan minimum ve maksimum değerler 55000 ve 305000 Sterlin olmaktadır. Aç-kapa alternatifi için olasılığı

olan minimum ve maksimum değerler 65000 ve 175000 Sterlin olmaktadır. Ancak bu uç durumların olasılıkları oldukça düşüktür. Örneğin, mikrotünel projesinin maliyetinin 305000 Sterlin olma olasılığı %1x10⁻¹⁴ ve 55000 Sterlin olma olasılığı %4 olmaktadır. Uç değerler arasında bir maliyet oluşması için her bir maliyet grubunun her bir maliyet aralığı için (I^v) kombinasyonu söz konusudur. Burada I maliyet aralığı sayısı (8) ve v maliyet türü sayısıdır (5). Bu kombinasyonların tamamının hesabı ancak bir bilgisayarlar yardımıyla mümkündür. Bilgisayar ile hesaplanan olasılık dağılım eğrileri Şekil 2'de verilmektedir.



Şekil 2. Mikrotünel ve Aç-Kapa Maliyet Olasılık Dağılımı-Çizelge 4'deki verilere göre-(O'Reilly and Stovin, 1996)

Şekil 2'de görüldüğü gibi, dağılımların her ikisi de düşük maliyet değerlerine doğru eğilimlidir. Bu bir anlamda yüksek maliyet olasılığının daha zayıf olduğunu göstermektedir. Aç-kapa dağılım eğrisinde maliyet aralığı daha dardır. Bu beklenmeyen olayların / risklerin aç-kapa yönteminde daha kolay üstesinden gelinebileceğini ifade etmektedir. Ancak, aç-kapa yönteminde beklenen ortalama maliyet daha yüksek olmaktadır. Bu iki yöntemden birinin seçimi karar vericinin risk olayına bakış açısına göre değişebilir.

Bazı durumlarda maliyet bileşenleri arasında bir bağımlılık söz konusudur. Diğer bir deyişle, bir maliyetin yükselmesi diğer bazı maliyetleri de yükseltebilir. Böyle durumlarda olasılık ağaçları (probability trees) ve maliyet olasılık tabloları birlikte kullanılabilir (O'Reilly and Stovin, 1996; Sleziak, 1995).

International Tunnelling Association (ITA) üye ülkelere gönderdiği anketlere göre bir maliyet veri tabanı oluşturmuştur (Eisenstein, 1999). Bu veri tabanı, çapı 2 m'den büyük (1989-1999) yılları arasında kaya içinde açılmış tünelleri içermektedir. Eisenstein (1999) çalışmasında toplam maliyet hesabı için genel kabul gören bir analitik model belirtmiştir. Buna göre maliyet Eşitlik 1'deki gibi hesaplanabilir.

$$C = a + bL + cT \quad (1)$$

Burada,

C = tünelin toplam maliyeti,

a = kazı başlamadan oluşan başlangıç maliyeti (initial cost), (bu maliyetler makine ve şantiye sahası maliyetleridir)

b = birim uzunluk için kazı ve tahkimat (kaplama) maliyeti,

L = tünelin toplam uzunluğu,

c = birim zaman için tünelticilik faaliyetleri maliyeti, (bu maliyetler maaşlar, pompa, kiralama bedelleri vb maliyetlerdir)

T = tünelin kazılması için gereken toplam zaman,

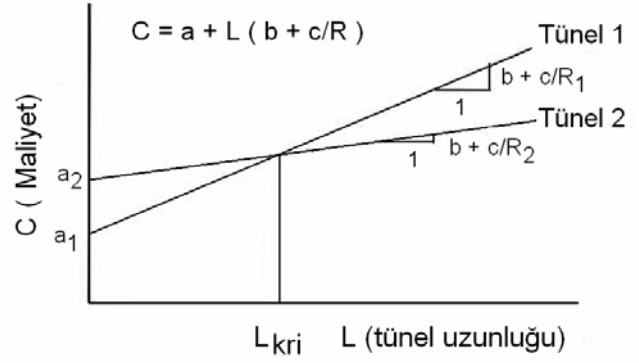
olarak tarif edilir. Ortalama ilerleme hızı (R) Eşitlik 2'deki gibi verilebilir:

$$R = L / T \quad (2)$$

Bu durumda, Eşitlik 1 yeniden düzenlenirse Eşitlik 3 elde edilir:

$$C = a + L (b + c / R) \quad (3)$$

Bu da doğrusal bir ilişkinin modelidir (Şek. 3). Birim maliyet (b) tünel çapına bağlıdır. Ortalama ilerleme hızı (R) ise uygulanan tünel inşa yöntemine bağlıdır. Şekil 3'de görülen Tünel 2'nin ilk yatırım maliyetleri yüksek olmasına rağmen ortalama ilerleme hızının yüksek oluşu bu tünel açma alternatifinin diğerine göre kritik bir uzunluktan sonra daha düşük maliyetli olduğunu göstermektedir. Tünel ilerleme (kazı) hızının güvenilir doğrulukta tahmini projenin ekonomik analizleri açısından çok önemlidir.



Şekil 3. Tünel Maliyetleri (Eisenstein, 1999)

Büyük tünel projelerinde olduğu gibi, maliyet aralık sayısının ve maliyet türlerinin fazla olduğu durumlarda simülasyon yöntemleri de toplam maliyet hesabı için kullanılabilir (Ioannou and Martinez, 1995; Nido et al, 1999; Isaksson and Stille, 2005). Simülasyon yöntemlerinde maliyetler genellikle deterministik ve probabilistik maliyetlerin karışımı olarak hesaplanır. Irshad (1999) ve Bottero ve Peila (2005), altyapı projelerinde maliyet hesabı için analitik hiyerarşi metodunu önermişlerdir.

4 DOĞRUDAN MALİYET HESABI

Doğrudan maliyetlerin hesabı için bir örnek oluşturabilmek amacıyla, öncelikle Çizelge 3'deki gibi maliyet türleri ana gruplara ayrılmıştır: Mikrotünel makinesi ile kazı, beton boru ve kuyu maliyetleri. Bu üç grup için birim maliyetler deterministik olarak hesaplanacaktır. 2000 mm iç çapındaki boru imalat maliyeti, 2496 mm kazı çapındaki slurry tip bir mikrotünel makinesi ile 1 m kazı maliyeti ve dikdörtgen kuyu maliyeti belirlenecektir. İhale bedeli ise, bu maliyetlerin toplamına beklemeyen giderler (risk), kar ve genel işletme giderleri için belirli oranlar eklenerek bulunabilir. Hesaplamalar için gereken birim fiyatlar İller Bankası (2004) web sitesinden temin edilmiştir.

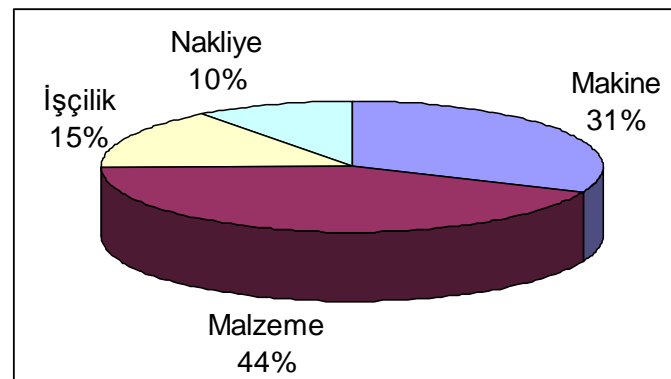
4.1 Beton Boru Birim (1 m) Maliyeti

2000 mm iç çapında ve et kalınlığı 210 mm olan donatılı beton boru maliyeti hesaplanırken, kullanılma miktarlarına göre

çakıl, kum, çimento, su ve donatı gibi malzemeler ve bunların nakliyesi, ayrıca elektrik enerjisi, işçilik (operatör, formen, düz işçi, usta işçi) ve nakliyeler temel alınmıştır (Çiz. 5, Şek. 4). Buna göre, 2004 yılı fiyatlarıyla 1 m borunun üretim maliyeti 517,91 YTL'dir. Maliyet içinde makine oranı %31, malzeme oranı %44, işçilik oranı %15 ve nakliye oranı %10 civarındadır.

Çizelge 5. 1 Metre Beton Boru Maliyeti

YAPILAN İŞİN CİNSİ	MİKTARI	BİRİMİ	BİRİM FİYATI (YTL)	TUTARI (YTL)
MAKİNE				
Ø1800-Ø2000 mm Boru Fabrikası	0.750	saat	216.290	162.22
			TOPLAM	162.22
MALZEME				
Granüloometrik Çakıl	1.035	m ³	14.083	14.58
Granüloometrik Kum	0.729	m ³	12.230	8.92
Çimento	0.875	ton	79.000	69.13
Su	1.050	ton	2.500	2.63
Mazot	12.480	kg	1.351	16.86
Kalıp Yağı	2.645	kg	3.380	8.94
Elektrik Enerjisi	13.000	kW/saat	0.155	2.02
Sızdırmazlık Contası	2.314	kg	4.290	9.93
Donatı (Çelik Hasır)	0.109	ton	600.000	65.40
Saç Halka 10 MM	43.766	kg	0.523	22.89
Saç Halka Boyanması (Malzeme)	1.014	kg	3.221	3.27
33.00% * 9.760 YTL/m ²			TOPLAM	224.57
İŞÇİLİK				
Makinist	0.730	saat	2.831	2.07
Operatör	0.730	saat	3.222	2.35
Formen	0.365	saat	4.061	1.48
Düz işçi	1.314	saat	1.853	2.43
Erbab işçi	1.314	saat	2.004	2.63
Birinci sınıf usta	0.584	saat	2.831	1.65
Birinci sınıf usta yardımcısı	0.584	saat	2.004	1.17
İkinci sınıf usta	0.438	saat	2.666	1.17
İkinci sınıf usta yardımcısı	0.438	saat	2.004	0.88
Düz işçi (saç halka yapımı)	11.817	saat	1.853	21.90
0.27 * saç halka ağı				
Demirci ustası (saç halka yapımı)	11.817	saat	2.831	33.45
0.27 * saç halka ağı				
Saç halka boyanması (İşçilik)	1.014	kg	6.539	6.63
67.00% * 9.760 YTL/m ²			TOPLAM	77.81
NAKLİYELER				
Kum-Çakıl Nakli	3.175	ton	12.909	40.99
Saç Nakli	0.048	ton	40.676	1.95
Hasır Çelik Nakli	0.117	ton	8.528	1.00
Çimento Nakli	0.875	ton	10.713	9.37
			TOPLAM	53.31
			TOPLAM	517.91



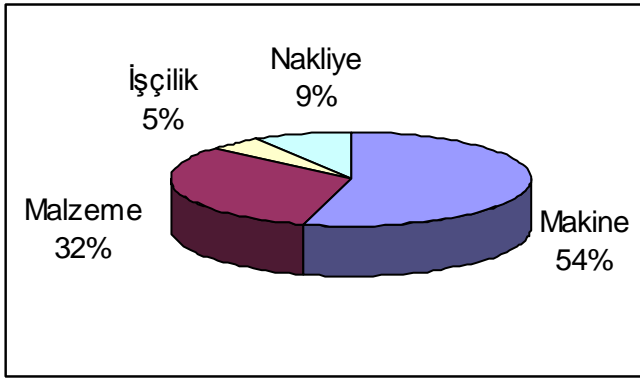
Şekil 4. 1 Metre Beton Boru Maliyetine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı

4.2 Mikrotünel Makinesi ile Birim (1 m) Kazı / Boru İtme Maliyeti

Bu bölümde, 2000 mm iç çapındaki boruları döşeyebilecek slurry (çamur basınçlı) tip bir mikrotünel makinesi ile 1 metre kazı / boru itme işinin maliyeti hesaplanır. Kullanılan makinelerin (mikrotünel makinesi, jeneratör, vinç, kompresör, motopomp, enjeksiyon pompası ve binek otosu) birim fiyatları, makinenin satış fiyatı üzerinden amortisman, yedek parça, tamir-bakım, sigorta, nakil, montaj ve demontaj maliyetleri göz önüne alınarak yıllık 2000 saat çalışma ve amortisman süresi 6 yıl kabulü ile belirlenir. Ayrıca, malzeme, işçilik ve nakliye maliyetleri de hesaplanmıştır. Buna göre, mikrotünel makinesi ile 1 m kazı / boru itme maliyeti 1894,03 YTL olmaktadır (Çiz. 6, Şek. 5). Maliyet içinde makine oranı %54, malzeme oranı %32, işçilik oranı %5 ve nakliye oranı %9 civarındadır.

Çizelge 6. Mikrotünel Makinesi ile 1 m Kazı Maliyeti (Boru Üretim Maliyeti Hariç)

İŞİN CİNSİ	MİKTAR	BİRİMİ	BİRİM FİYATI (YTL)	TUTARI (YTL)
MAKİNE				
Ø 2000 (MTBM) Mikrotünel Makinesi	1.750	saat	527.980	923.97
Jeneratör (600 KW)	1.20	*MTBM	11.260	23.65
Vinç (476HP, 80ton)	0.50	*MTBM	84.520	73.96
Motopomp	0.20	*MTBM	0.800	0.28
Kompresör (Ventilasyon)	0.10	*MTBM	3.370	0.59
Enjeksiyon Pompası	0.50	*MTBM	2.680	2.35
			TOPLAM	1 024.80
MALZEME				
Bentonit (%5'Su)	0.391	ton	120.000	46.92
Su (5*kazı ağırlığı/3kez kullanılıyor)	15.333	ton	2.500	38.33
Mazot (0.18*T(HP)/saat)	389.165	kg	1.351	525.76
03.573-3 Jeneratör (600 KW=816HP) :	308.448			
03.593-1B Vinç (476HP, 80ton)	74.970			
03.5335 Motopomp (6.156 kg/saat) :	2.155			
03.0171 Kompresör (3.42Kg/saat) :	0.599			
03.0172 Enjeksiyon Pom. (3.42Kg/saat):	2.993			
T =	389.165			
			TOPLAM	611.01
İŞÇİLİK				
Mikrotünel Operatörü (1.5*MTBM saati)	2.625	saat	3.539	9.29
Mikrotünel Op. Yard. (1.5*MTBM saati)	2.625	saat	3.440	9.03
Mikrotünel Operatörü (yabancı) 20%	0.350	saat	0.000	0.00
Makine İşçileri 8 kişi*1.5*MTBM saati)	21.000	saat	2.004	42.08
Operatör Makinist (Vinç) (0.06Ay*Vinç saati)	0.053	ay	0.000	0.00
Yağcı (Vinç) (1 Sa*Vinç saati)	0.875	saat	2.090	1.83
Makinist (Motopomp) (1.44 Sa*Komp. saati)	0.504	saat	2.831	1.43
Ateşleme ustası (kompresör) (1 Sa*Komp. saati)	0.175	saat	2.831	0.50
Makinist (Kompresör) (2.4 Sa*Komp. saati)	0.420	saat	2.831	1.19
Erbab işçi (Kompresör) (4 Sa*Komp. saati)	0.700	saat	2.004	1.40
Makinist (Enjeksiyon Makinesi) (2.4 Sa*Enj.pomp. saati)	2.100	saat	2.831	5.95
Erbab işçi (Enjeksiyon Makinesi) (4 Sa*Enj.pomp. saati)	3.500	saat	2.004	7.01
Formen (tüm makineler için) (1.0*MTBM saati)	1.750	saat	4.061	7.11
Topoğraf (0.5*MTBM saati)	0.875	saat	3.034	2.65
			TOPLAM	89.47
NAKLİYE				
Toprak Nakli	9.200	ton	6.983	64.24
Betonarme Boru Nakli	2.916	ton	35.841	104.51
			TOPLAM	168.75
			TOPLAM	1 894.03



Şekil 5. Mikrotünel Makinesi ile 1 m Kazı / Boru İtme Maliyetine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı (Boru Maliyeti Hariç)

Mikrotünel projeleri ihaleleri genellikle “boru sürme” ve “kuyu” olarak iki farklı birim fiyat üzerinden yapılmaktadır. Bir metre kazı / boru sürme maliyetine 1 metre boru üretim maliyeti (517,91 YTL) ilave edilirse, 1 metre boru sürme işinin toplam maliyeti (kazı + boru) 2411,94 YTL olmaktadır.

4.3 Kuyu (Menhol) Maliyeti

Bu bölümde, 2000 mm iç çapındaki boruların döşenmesi esnasında kullanılan 4,5 m eninde, 6 m boyunda ve 11 m kazı yüksekliğinde (net inşaat yüksekliği 8,5 m) bir dikdörtgen kuyu (menhol) inşa maliyetleri hesaplanır. Kısa duvar kalınlığı 80 cm, uzun duvar kalınlığı 50 cm ve taban döşeme kalınlığı 50 cm’dir. Kuyu çift kapaklıdır. Analizde asfaltın kesilmesi, kazı yapılması, kazı malzeme nakli, demir ihtivası, kaplama gibi faktörler ile makine, malzeme ile işçilik göz önünde bulunmuştur. Buna göre, dikdörtgen kuyu maliyeti 55674,62 YTL olmaktadır (Çiz. 7, Şek. 6). Maliyet içinde makine oranı %10, işçilik oranı %24 ve malzeme oranı %66 civarındadır.

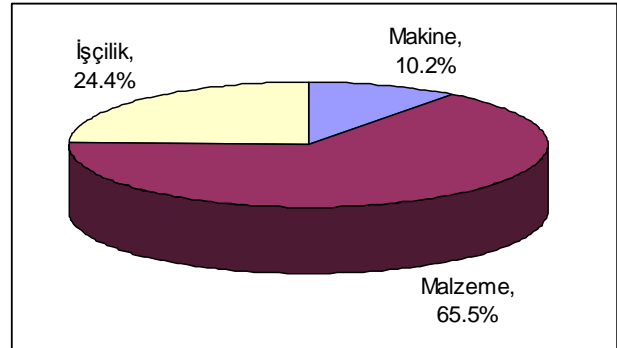
4.4 Toplam Maliyet (Boru+Kazı+Kuyu)

Boru üretim, makineli kazı ve kuyu maliyetleri ortalama 500 m’lik hipotetik bir boru itme projesi için, 100 m kuyular arası mesafe (toplam 6 kuyu) kabulü ile toplam maliyet $1,54 \times 10^6$ YTL olmaktadır. Bu maliyet içinde boru maliyetinin oranı %17, boru itme maliyeti %61 ve kuyu maliyeti %22 civarındadır (Şek. 7). Bu temel maliyet

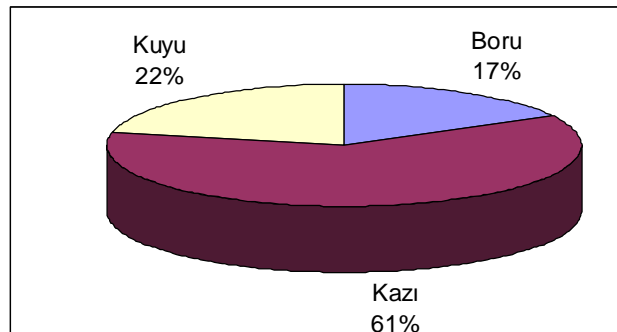
üzerine risk, işletme giderleri ve kar oranları da eklenerek boru sürme ile ilgili ihale birim fiyatı belirlenebilir.

Çizelge 7. Dikdörtgen Kuyu Maliyetleri

YAPILAN İŞİN CİNSİ	MİKTARI	BİRİMİ	BİRİM FİYATI (YTL)	TUTARI (YTL)
MENHOL YAPILMASI				
Menhol Kazısı yapılması (Geri Dolgulu kazı)	632.502	m ³	7.249	4 585.01
Menhol Kazısı yapılması (nakliyelı kazı)	461.890	m ³	6.964	3 216.60
Kazı Malzemesi Nakli	923.780	ton	6.983	6 450.76
Düz yüzeyli rendeli betonarme kalıbı	416.660	m ²	13.010	5 420.75
Eğri yüzeyli betonarme kalıbı	30.159	m ²	18.271	551.04
C 25 Beton	162.860	m ³	76.474	12 454.56
Grobeton (yalak betonu)	45.986	m ³	70.229	3 229.55
Grobeton (mesnet betonu)	27.300	m ³	70.229	1 917.25
Nervürlü demir	13.029	ton	989.413	12 891.06
Nervürlü demir nakliyesi	13.680	ton	79.907	1 093.13
Pik Kapak	420.000	kg	1.382	580.44
Merdiven ve korkuluk imalatı	169.000	kg	2.789	471.34
Muhtelif demir nakliyesi	0.186	ton	53.538	9.96
Galvaniz kaplama	161.000	kg	2.507	403.63
Trafik ve Güvenlik işaretleri	0.500	km	135.150	67.58
Beton yüzeylerin bitümlenmesi	172.567	m ²	1.291	222.78
ÜSTYAPI TAMİRİ				
Asfalt kesilmesi	32.440	mt	3.457	112.15
Mevcut Stab. ile geri dolgu(=üst kazı alanı*0,30)	42.654	m ³	0.000	0.00
Mevcut K.taş ile geri dolgu(=üst kazı alanı*0,20)	28.436	m ³	0.000	0.00
Asfalt altı betonu (=üst kazı alanı*0,15)	28.436	m ³	70.229	1 997.03
TOPLAM TUTARI				55 674.62



Şekil 6. Dikdörtgen Kuyu Maliyetine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı



Şekil 7. 500 m’lik Bir Boru Sürme İşinin Toplam Maliyetlerine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı (6 Kuyu; 2000 mm ID)

5 SONUÇLAR

Mikrotünel yönteminde maliyet türleri olarak genelde doğrudan ve risk maliyetleri söz konusudur. Oysa aç-kapa kazı yönteminde doğrudan, sosyal ve risk maliyetlerinin hepsi söz konusudur. Toplumun artan hassasiyeti yerleşim alanlarındaki altyapı projelerinde mikrotünel yöntemini zorunlu hale getirmektedir.

Altyapı projelerinde doğru kararlar verilmesi ekonomik değerlendirmelerin doğru yapılmasına bağlıdır. Bu nedenle, öncelikle altyapı inşa yöntemlerini iyi bilinmesi ve yöntem seçiminin maliyetlere etkisinin iyi anlaşılması gerekmektedir. Doğru kararlar alınması ve doğru yöntemler seçilmesi tüm ülke bazındaki altyapı maliyetlerini olumlu yönde etkileyecek ve milli gelire katkısı olacaktır.

Bir boru hattı inşa projesi planlanırken donanım, malzeme ve işçilik maliyetlerinden oluşan doğrudan inşa maliyetleri, diğer ekonomik birimlerin pazar hareketlerini etkileyen dolaylı ve sosyal maliyetler ve risk maliyetleri göz önüne alınmalıdır. Birçok konuda olduğu gibi maliyet konusunda da tecrübe önemli bir parametre olarak karşımıza gelmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Bu çalışma Ahmet Barış Akkaya'nın doktora tezinin bir parçasıdır.

KAYNAKLAR

- Bickel, J.O., Kuesel, T.R., King, E.H., 1996. Tunnel Engineering Handbook. 2nd Edition. Chapman & Hall, ISBN 0-412-99291-4, 544 pages.
- Bottero, M., Peila, D., 2005. The use of the analytical hierarchy process for the comparison between microtunnelling and trench excavation. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, pp. 501-513.
- Boyce, G.M., Bried, E.M., 1994. Benefit-cost analysis of microtunnelling in an urban area. Proc. No-Dig 94, Dallas, 23 pages.
- Craig, R., 1999. Cost modeling for long tunnels and consideration of risk. 3rd UN/ITA Workshop: Costing of TBM-Built Tunnels. 24 pages.
- Eisenstein, Z.D., 1999. Survey and analysis of cost database. 3rd UN/ITA Workshop: Costing of TBM-Built Tunnels. 26 pages.

- Harbuck, R.H., 2000. Economic evaluation of trenchless technology. AACE International Transactions. pp. 12.1-12.7
- Eskesen, S.D., et al., 2004. Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working group No. 2. Tunnelling and Underground Space Technology, 19, pp. 217-237.
- Gilchrist, A., Allouche, E.N., 2005. Quantification of social costs associated with construction projects: state-of-the-art review. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, pp. 89-104.
- İller Bankası, 2004. <http://www.birimfiyat.net/>
- Irshad, M., 1999. A hierarchical approach for developing a cost model for the Gibraltar Strait Rail Tunnel crossing. 3rd UN/ITA Workshop: Costing of TBM-Built Tunnels. 11 pages.
- Ioannou, P.G., Martinez, J.C., 1995. Evaluation of alternative construction processes using simulation. Proc. Construction Congress 95, ASCE, San Diego, California, Oct. 22-26, pp. 440-447.
- Isaksson, T., Stille, H., 2005. Model for estimation of cost for tunnel projects based on risk evaluation. Rock Mech. Rock Engng. 38 (5) 373-398
- Nido, A.A., Knies, C.J., Abraham, D.M., 1999. Role of operation simulation in the analysis and improvement of microtunnelling projects. Trenchless Technology Research, Vol. 14, No. 1, pp. 1-19.111111
- O'Reilly, M., Stovin, V., 1996. Trenchless construction: risk assessment and management. Trenchless Technol. Res., Vol.11, No.1, pp.25-35.
- Reilly, J.J., 2005. Cost estimating and risk – management for underground projects. World Tunnel Congress and 31st ITA General Assembly, ITA-AITES 2005: Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future. Editors: Erdem and Solak, Istanbul, May 7-11, Publisher: Taylor and Francis Group-London, ISBN: 04 1537 452 9, pp. 533-538
- Sleziak, G., 1995. Rational management of risk. Proc. 6th Underground Operators' Conference, Kalgoorlie, WA. The Australian IMM. Eds. Golosinski, T.S. pp. 99-108.
- Tarkoy, P.J., 1999. Microtunneling in spite of inherent risks. Tunnel Business Magazine, Dec., pp. 23-24.

Alternatif Bir Kazısız Teknoloji Yöntemi Olarak Boru İtme Yöntemi ve İstanbul'da Bazı Uygulamalar

Pipe-Jacking Method as an Alternative Method of Trenchless Technology and Some Applications in İstanbul

Mücahit Namlı, Doğan Çetin

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi, Atıksu İnşaat Daire Başkanlığı, İstanbul

ÖZET İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) İstanbul Büyükşehir Belediyesine bağlı, içme suyunun temini, atık suların uygun şekilde uzaklaştırılmasından sorumlu bir kurumdur. İstanbul'da 1994 yılından 2007'ye kadar İSKİ tarafından yürütülen altyapı çalışmaları kapsamında 36 km atık su kolektörü boru itme yöntemi ile yapılmıştır.

Boru itme (pipe-jacking) yöntemi küçük çaplı tünellerin yapımı için kullanılan boruların bir itme odasından başlanarak pistonlarla çıkış odasına kadar itilmesi yöntemidir. Bu yöntemde kazı, eskiden konvansiyonel yöntemle yapılırken artık slurry sistemle çalışan makinelerle yapılmakta ve böylece yeraltı su seviyesinin değişmesi gibi çevrede hasara sebep olabilecek durumlar önlenmektedir. Bu yöntem sayesinde alt yapının ve trafiğin çok yoğun olduğu şehir merkezlerinde trafik akışını kesintiye uğratmadan çalışmalar yapılabilir. Bu bildiride, bu yöntemin kullanıldığı uygulamaların birkaç tanesinden örnek olarak bahsedilecektir. Ayrıca, şehir merkezlerinde alternatif bir kazısız teknoloji yöntemi olarak boru itme yönteminin avantajları ve dezavantajları özetlenmektedir.

ABSTRACT Istanbul Water and Sewerage Administration (İSKİ), which is an association included in Istanbul Metropolitan Municipality, is responsible for providing a drinking water and removing wastewater appropriately. 36 km of wastewater collector have been installed with pipe jacking method for extension of the infrastructure system by İSKİ since 1994.

Pipe jacking is a technique used to form small diameter tunnels by pushing prefabricated pipes through the ground from a starting shaft to an exit shaft. In this method, excavation, which was performed with conventional techniques in the past, is performed by using slurry type machines, so that the environmental damages such as lowering of the underground water level are prevented. In highly populated cities having intensive infrastructure and heavy traffic flow, construction works can be carried out by this method without disruption. In this paper, several pipe jacking applications in Istanbul are mentioned as examples. Advantages and disadvantages of pipe jacking method as an alternative method of trenchless technology for urbanized areas are summarized, as well.

1 BORU İTME YÖNTEMİ

Boru itme (pipe-jacking) yöntemi bir itme odasından aynadaki kazıya eş zamanlı olarak boruların pistonlarla itilerek çıkış bacasına kadar sürülmesi yöntemidir. Bu yöntemde

kazı, eskiden konvansiyonel yöntemle yapılırken artık slurry sistemle çalışan makinelerle yapılmakta ve böylece yeraltı su seviyesinin değişmesi gibi çevrede hasara sebep olabilecek değişiklikler önlenmektedir.

Bu yöntem sayesinde alt yapının ve trafiğinin çok yoğun olduğu şehir merkezlerinde trafik akışı kesintiye uğratılmadan çalışmalar yapılabilmektedir (Najafi and Gokhale, 2005).

1.1 Boru İtme Yönteminin Avantajları

1. Geniş bir zemin ve yer altı su seviyesi aralığında çalışma yapmaya imkan sağlar.
2. Kazı derinliğinin artmasına paralel, boru itme yöntemi açık kazı yöntemine göre maliyet açısından daha avantajlı bir hale gelmektedir. Özellikle kazı derinliğinin 4 metreyi geçtiği ve emniyetli bir kazı için paplanj ile iksa yapılmasının zorunlu olduğu zemin koşullarında boru itme yöntemi açık kazı yöntemine göre daha ekonomik, güvenli ve hızlı bir çözüm haline gelmektedir.
3. Boru itme yönteminde; kazı fazlasının (overcut) segmentli yöntemle göre daha az olması ve kazı ile eş zamanlı olarak borunun sürülmesi esnasında, boru etrafının bentonit enjeksiyonu ile doldurulabilmesi sebebiyle zemindeki oturmalar minimuma inmektedir.
4. Sosyal hayatı ve trafiği, açık kazıdaki gibi kesintiye uğratmamaktadır.
5. Bu yöntemde sadece boru kesiti kadar kazı yapıldığından açık kazı yöntemindeki kazı malzemesine oranla çok az kazı malzemesi nakledilmektedir.
6. Uzaktan kumanda ve görüntüleme ile imalat yapıldığından iş ve işçi güvenliği açısından açık kazı yöntemine göre çok daha güvenli bir yöntemdir.
7. Konvansiyonel veya segmentli tünel açma yöntemlerinde kazı sonrasında işletme açısından ikinci bir kaplamaya ihtiyaç duyulduğu halde bu yöntemde ikinci kaplamaya ihtiyaç olmadığından daha kısa zamanda imalat tamamlanmış olmaktadır.
8. Boru itme yönteminde itme basıncına dayanabilmesi için itme boruları çapa bağlı olarak 3000 ton yüke dayanabilecek şekilde üretildiğinden açık kazı yönteminde döşenen borulara göre daha dayanıklı ve uzun ömürlü olmakta ve sızdırmazlık da daha iyi sağlamaktadır.

1.2 Boru İtme Yönteminin Dezavantajları

1. Bu yöntemle itme güzergahında ani değişiklikler yapılamamaktadır. Segmentli sisteme göre çok kısıtlı kurp yapma olanağı bulunmaktadır.
2. Yüksek plastisiteli kil zeminlerde uzun süreli beklemlerde oluşan yüksek çevre sürtünmesinden dolayı sistem bloke olabilmektedir.
3. 90 cm altındaki çaplarda (mikrotünel) boru itme mesafesi, itme borusunun basınç dayanımına bağlı olarak kısıtlanmaktadır

2 İSTANBUL'DA BORU İTME UYGULAMALARI

1980'li yıllarda Avrupa'da özellikle Oxford Üniversitesi bünyesinde yapılan bilimsel araştırmalar ve makine teknolojisinde sağlanan gelişmelere paralel olarak yaygınca kullanılmaya başlanan boru itme teknolojisi ülkemizde de 1990 yıllarının başlarından itibaren uygulama alanı bulmuştur.

Bu teknolojinin kullanılmaya başlanması ile geçmişte çözülemeyen pek çok altyapı problemi çözülmeye başlanmıştır. Bu teknoloji ile geçmişte fiziki imkansızlıklar nedeniyle yapılamayan karayolu, otoyolu, dere vb geçişler artık çok kolay şekilde geçilerek geçmişten günümüze taşınan pek çok problem çözümlenerek yerleşim yerleri ve sanayi tesisleri sağlıklı bir altyapıya kavuşmuş ve kavuşturulmaktadır.

Aşağıda son dönemde İstanbul Anadolu Yakasında tamamlanan ve devam eden belli başlı projeler hakkında bilgi verilmiştir.

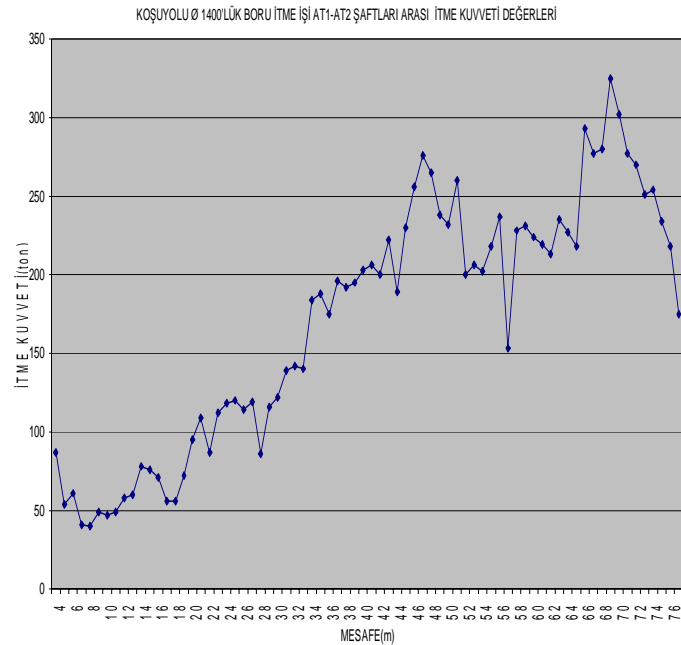
2.1 Seyitahmet Deresi projesi

Seyitahmet Deresi Kadıköy Et Balık Kurumu yanından (Haydarpaşa İstasyonu yanı) denize açılan bir dere olup Koşuyolu kavşağından iki kola ayrılmaktadır. Bunlardan Dinlenç kolu Validebağ Sitesi önüne kadar Ø2200 mm boru ile getirilmiş ancak devamı park alanlarından geçiş zorluğu ve derin açık kazı yapılması zorunluluğu nedeniyle açık kazı olarak tamamlanamamıştır. Havzanın en düşük kotu korunun içinden, Marmara Üniversitesi Hastanesi önünden geçerek Bilfen Koleji'ne kadar çıkmaktadır. Bu koldan

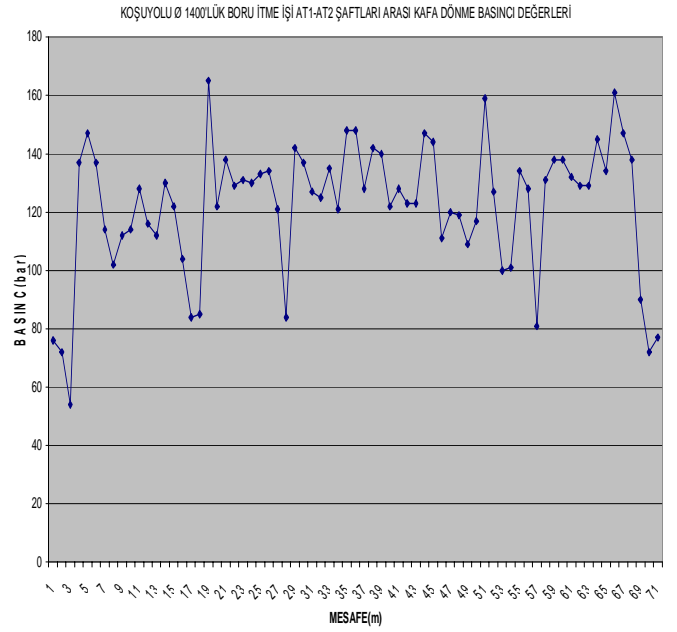
gelen atık sular Ø1000 mm çapında yapılmış olan gayrifenni kanal ile karışık sistem olarak yukarıda bahsi geçen Ø2200 mm dere kesitine ve sonucunda Marmara Denizi'ne ulaşarak kirliliğe neden olmaktadır. Bu projeye derin açık kazı yerine boru itme yöntemi kullanılarak 600 m'lik hat 4 aşamada tamamlanarak sistem karışık halden ayırık sisteme geçirilmiş olacaktır. Böylece Marmara Denizi'ne akmakta olan atık sular kesilmiş olacaktır.

2.1.1 Çalışılan bölgenin zemin durumu

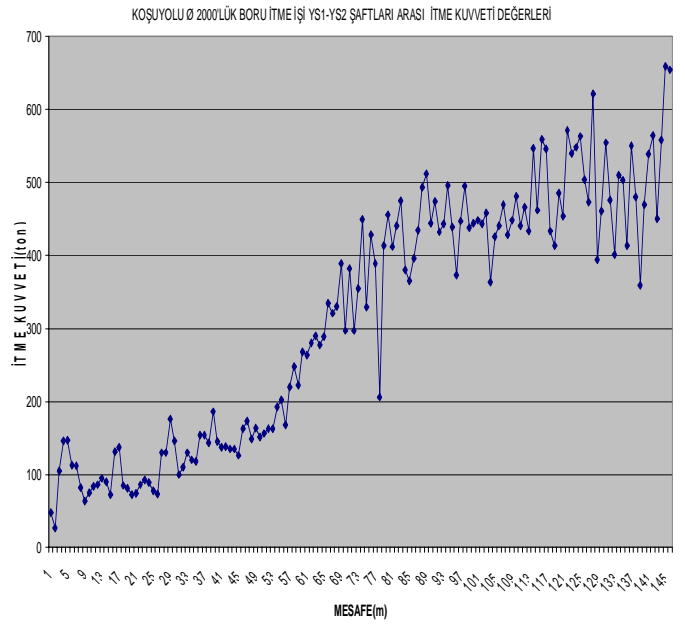
Alınan zemin örneği üzerinde yapılan elek analizi ile zeminin %17 kil, %4,5 çakıl içeriğine sahip kum zemin olduğu tespit edilmiştir. Bölgedeki zemin koşullarının güzergah boyunca homojen olmaması nedeniyle Grafik 1-4'de görüldüğü gibi geçilen zeminin sert veya yumuşak olmasına göre itme kuvvetleri ve özellikle kafa dönme basınçları değerlerinde aşırı düzeyde dalgalanmalar gözlenebilmektedir. Zeminin bu durumu itme işlemini zorlaştırıcı bir etken olarak karşımıza çıkmaktadır.



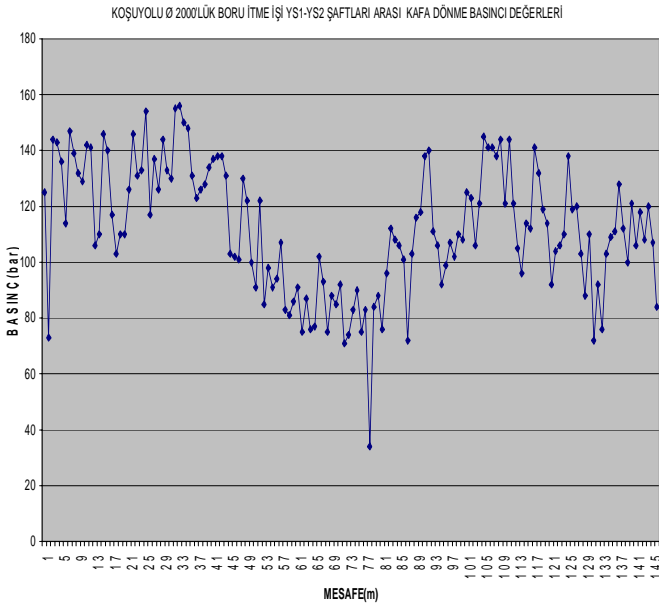
Grafik 1. Koşuyolu (Ø1400 mm) AT1-AT2 Arası İtme Kuvveti Değerleri Değişimi



Grafik 2. Koşuyolu (Ø1400 mm) AT1-AT2 Arası Kafa Basıncı Değerleri Değişimi



Grafik 3. Koşuyolu (Ø2000 mm) YS1-YS2 Arası İtme Kuvveti Değerleri Değişimi



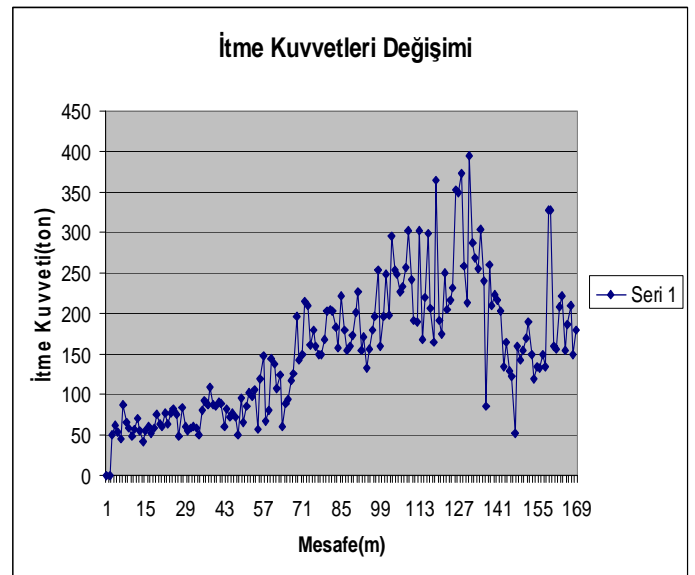
Grafik 4. Koşuyolu (Ø2000 mm) YS1-YS2 Arası Kafa Basıncı Değerleri Değişimi

2.2 Bostancı Tan Sok-Minibüs Yolu Projesi

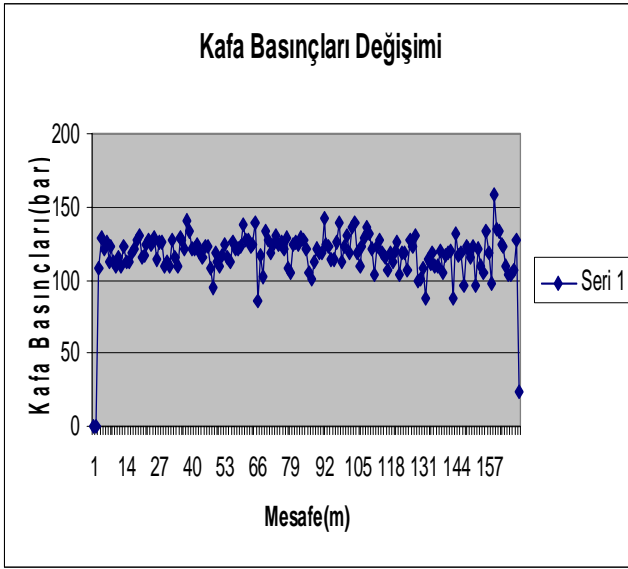
Kadıköy Şemsettin Günaltay Caddesi'nde İSKİ 2006 yatırımları kapsamında, mevcut karışık sistem çalışmakta olan kanalizasyon sisteminin ayırık sisteme dönüştürülmesi amacıyla yapılması kararlaştırılan atık su kollektörlerinin yapım çalışmalarına eğitim döneminin tamamlanmasını müteakip başlanmıştır. Yenileme çalışmaları için sağlıklı mansap teşkil edilmesi amacıyla Bostancı sahil kollektöründen başlanarak Tan Sokak boyunca 730 m uzunluktaki mesafe Ø1400 mm çapında boru-itme yapılarak Şemsettin Günaltay Caddesi'ne ulaşılmıştır. 4 m boru üstü örtü kalınlığına sahip atık su kanalı, söz konusu sokakta hiçbir açık kazı yapılmadan ve mevcut altyapı tesislerine zarar verilmeden 4 ay gibi bir sürede tamamlanmıştır. Bu çalışmalar sayesinde, Şemsettin Günaltay Caddesindeki mevcut atık su kanallarından turşucu deresine akmakta olan atık su, boru itme yöntemiyle yapılan atık su kollektörü vasıtasıyla toplanarak Kadıköy Arıtma Tesisi'ne aktarılmıştır.

2.2.1 Çalışılan bölgenin zemin durumu

Bölgede hakim zemin olarak monoblok grovak olduğu çalışılan makinenin kesici kafası tarafından örselenen ve dışarıya alınan zemin parçalarından anlaşılmaktadır. Bu örselenmiş zemin parçaları üzerinde yapılan dayanım testinde mevcut kaya dayanımının 80 MPa düzeyinde olduğu tespit edilmiştir. Bu değer oldukça sert kayaç dayanımına işaret etmektedir. Bu zemin durumu göz önünde bulundurularak eğer çalışmalar boru itme ile değil geleneksel açık kazı ile yapılırdı diğer altyapı tesislerinin güvenliği, trafik akışı konularında sıkıntı yaşanacağı aşikardır. Ayrıca zemin koşulları dikkate alındığında yukarıda belirtilen sürede işin bitirilemeyeceği de hesaba katılmalıdır. Şemsettin Günaltay Caddesinde geleneksel yöntemle sürdürülen çalışmalarda yer yer Tan Sokak'taki zemin koşullarına yakın şartlarda çalışılmış ve günlük 1-2 m'lik çok düşük ilerlemeler sağlandığı zamanlar olmuştur. Boru itme yöntemiyle günlük ortalama 6 m ilerleme sağlanmıştır. Bu değerler karşılaştırıldığında boru itme yönteminin çalışma süresi yönünden avantajı ortaya çıkmaktadır. İtme kuvvetleri ve kafa basıncı değişimleri Grafik 5 ve 6'da verilmektedir.



Grafik 5. Bostancı Tan Sokak (Ø1400) mm 80-81 nolu Bacalar Arası İtme Kuvvetleri Değişimi



Grafik 6. Bostancı Tan Sokak (Ø1400 mm) 80-81 nolu Bacalar Arası Kafa Basınçları Değişimi

Grafik 6' de verilen kafa basınçları incelendiğinde kafa basınçlarının itme işlemi süresince yakın değerler aldığı görülmektedir. Kafa basınçları itme süresince değişmezken, Grafik 5' de 70 ile 130m arasındaki itme kuvvetlerindeki artmanın kayaç formasyonun dayanımının artmasından kaynaklandığı söylenebilir. Lokal olarak kayaç formasyonundaki bu tip değişimler günlük ilerleme hızlarının düşmesine dolayısıyla itme işleminin güçleşmesine neden olmaktadır.

2.3 Şile Projesi

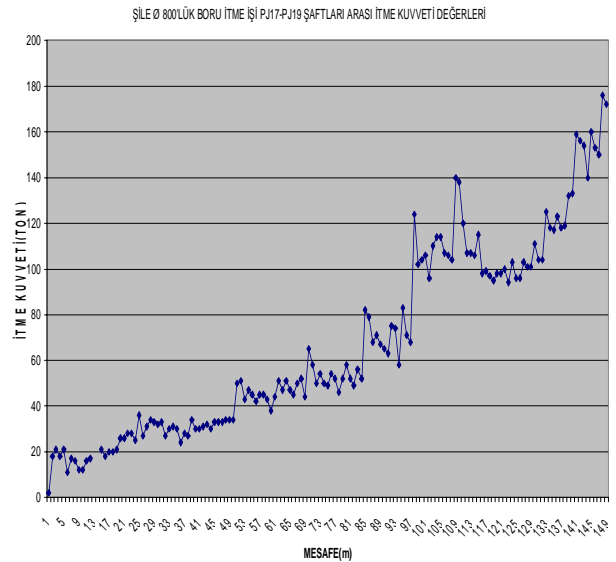
Şile İlçesi'nin Büyükşehir Belediye Kanununda yapılan değişiklik sonrasında Büyükşehir Belediyesi sınırlarına dahil edilmesinden sonra İSKİ tarafından altyapı çalışmalarına süratle başlanmıştır.

Bu çalışmalar kapsamında 12 adet karayolu geçişi; Ø1400 mm çapında Yeniköy Deresi sağ sahilinde 1700 m uzunluğunda, bölge genelinde Ø800 mm çapında ve 7000 m uzunluğunda kollektör görevi görece atık su hattının yapımı planlanmaktadır. Bu kollektör ve geçişler boru itmeyi müteakip başlayan ve başlayacak olan şehir içi kanalizasyon hatlarına mansap teşkil edecektir.

2.3.1 Çalışılan bölgenin zemin durumu

Çalışma bölgesinden alınan zemin örnekleri üzerinde yapılan atterberg limitleri deneyleri

ile zeminin Likit Limit (LL) = 40,00, Plastik Limit (PL) = 20,08 ve Plastisite İndeksi (PI) = 19,92 olan düşük plastisiteli kil olduğu belirlenmiştir. Bu kil sebebiyle zamanla kilin kesici kafaya yapışmaması için yüksek basınç pompası kullanılmıştır. Ayrıca, çalışmalara ara verilmek zorunda kalındığında zeminin boruları sarması nedeniyle sürtünme kuvvetlerinde aşırı artışlar olmaktadır. Bu durumda sürtünme kuvvetlerini itme işlemi kesintiye uğratmayacak düzeyde tutmak için bentonit enjeksiyonu ile yağlama (lubrication) yapılmıştır. Kullanılan bentonit boru ile zemin arasına girerek sürtünme kuvvetlerinin makul düzeylere indirilmesine olanak sağlamaktadır. İtme kuvvetleri değişimi Grafik 7'de verilmektedir.



Grafik 7. Şile Pj17-Pj19 nolu (Ø800) mm Bacalar Arası İtme Kuvvetleri Değişimi

Zeminin homojen yapısı nedeniyle, sürme boyu arttıkça itme kuvvetlerinde doğrusala yakın artışlar olduğu Grafik 7'de görülmektedir. 95 m civarında meydana gelen arıza sonucu durma meydana gelmiş yaklaşık bir günlük ara sonrasında çalışılmaya başlanmıştır. Çalışmaya başlama sonrasında itme kuvvetlerinin aşırı artışı nedeniyle bentonit enjeksiyonu uygulaması başlatılmış ve sonuçta itme kuvvetleri değerleri 120 m civarında durma öncesi değerlere düşürülmüştür.

3 SONUÇLAR:

1. Boru itme yönteminde, tünel güzergahı boyunca açık kazı yöntemine göre kazı miktarında %70'e varan azalmalar sağlanmaktadır. Bu sayede bir proje için en önemli kalemlerden olan kazı nakliyesi kaleminde kazı miktarındaki azalmaya paralel büyük tasarruf sağlanmaktadır.

2. Geleneksel tünel yöntemlerinde pek çok durumda kazı aynası ve tünel çeperlerinde kazı neticesinde meydana gelen rahatlama sebebiyle efektif gerilmelerde artış ve bunun sonucunda da tünel güzergahında ve çevresinde oturma karşımıza çıkan en önemli problemdir. Bu oturmalar çevre binalarda azımsanmayacak zararlara neden olabilmektedir. Ancak, boru itme yönteminde yeraltı su seviyesinin değiştirilmemesi ve kazıya eş zamanlı olarak borunun sürülmesi sebebiyle yapılan uygulamalarda ciddi bir oturma problemiyle karşılaşılmamıştır.

3. Boru itme yöntemi özellikle, açık kazı yapılamayan, konvansiyonel tünel açma yöntemleriyle yapımı yüksek risk arz eden ve segmentli tünel makineleriyle yapımının efektif olmayacağı, 200–300 m uzunluğa kadar farklı bölgelerde yapılması gereken karayolu, demiryolu, dere vb geçişlerin yapılmasında efektif sonuçlar veren alternatif bir kazısız teknoloji yöntemi olarak ön plana çıkmaktadır.

4. Boru itme yöntemi, açık kazı yöntemiyle geçilmesi hemen hemen imkansız olan trafik yoğunluğu fazla karayolları, otoyollar ile dereler vb engellerin aşılmasına olanak sağlaması, her türlü zemin koşullarında doğru, hızlı ve ekonomik çözümler sunması sebebiyle İstanbul'un çözüm bekleyen pek çok altyapı problemine ciddi bir çözüm alternatifi olmuştur.

5. Slurry tip makinelerin performansı, ilerleme hızı açısından homojen zeminlerde kayalar ve heterojen zeminlere göre daha iyi sonuçlar verdiği yürütülen projelerde gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

Najafi, M, Gokhale, S, 2005. *Trenchless Technology*, Mc Graw-Hill Profesional, Newyork, 489 s.

Consideration of Punch Penetration Index to Account for Rock Toughness in the CSM Performance Predictor Model for Hard Rock TBMs

Mehmet Cigla, Levent Ozdemir

Department of Mining Engineering, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, USA

ABSTRACT The current performance prediction models for hard rock tunnel boring machines are still prone to producing inaccurate performance estimates when rock exhibits unusual cuttability behavior which cannot be detected through standard physical property tests, such as Uniaxial Compressive Strength (UCS) and Brazilian Tensile Strength (BTS). The Punch Penetration Test, which involves pushing an indenter into the rock and causing it to chip, has been shown to provide a reliable measure of rock toughness that is the resistance to effective chip formation. The application of Punch Penetration Test in the existing CSM performance predictor model for TBMs has been qualitative rather than quantitative. In other words, model results were qualitatively adjusted to account for rock toughness based correlations with field TBM performance data. A research program has been completed at the Colorado School of Mines (CSM) in an attempt to address this problem by considering the Punch Penetration Index as a quantitative variable in order to improve the prediction accuracy of the CSM model. This paper presents and discusses the steps followed in incorporating the Punch Penetration Index into the CSM model and the correlation of the new model results with case histories of TBM performance in hard rock.

1 INTRODUCTION

In a tunneling project, the rate of penetration of the tunnel boring machine has a significant impact on project completion, schedule and costs. Together with utilization, the machine penetration rate determines the tunnel advance which the project accomplishes on a daily basis. Obviously, faster penetration rates mean lower project costs and faster completion times. Because of its importance in governing project schedule and costs, an accurate estimate of attainable penetration rates is of crucial importance to successful implementation of a TBM project.

There are many cases where inaccurate TBM penetration rate estimates in either the

project design or the bidding phase have resulted in significant project delays and cost overruns. Either the contractor simply overestimated the rate of penetration based on the data given in the geotechnical information available pre-bid or estimate of penetration was not realistic due to rock exhibiting unusual boreability characteristics in terms of toughness, commonly not detected by standard strength measurements. This unusual behavior of the tunnel rock may not be described in the contract geotechnical reports. Even if some rock toughness data, such as the Punch Penetration index is provided in the geotechnical data base, today's performance prediction models are capable of considering such information only

in qualitative manner in developing estimates of the attainable penetration rates for hard rock TBMs.

Improper machine operation can also cause reduced penetration rate. The TBM pre-bid performance estimates are developed based on a given level of cutter loading. If the machine is operated at reduced thrust capacity, then lower penetration than predicted will occur. Once the machine specifications are established in terms of thrust, torque, rpm, number of cutters, cutter layout, the cutter size and the edge profile, estimates are made of attainable penetration rates by assuming a certain load on the cutters. This load is usually that recommended by the manufacturer for the particular type of cutter to be used on the machine. The key point to emphasize is that the estimated rate of penetration is dependent on the cutter load value used. In fact, the performance of a TBM is very sensitive to the loading imposed on the cutters. The cutter load versus penetration rate relationship is exponential, meaning that the penetration rate can increase or decrease dramatically even with small changes in cutter loading. Also to be considered in determining the cutter loading is the machine drag. If this drag force is not compensated, penetration loss will be encountered due to reduced effective load on the cutters. Normally, the TBM design has built-in extra thrust to overcome drag. However, the TBM operators sometime do not recognize the extent of the drag force, or the machine may not have sufficient total thrust to overcome drag and apply optimum cutterload at the same time. The drag force can result from:

- (1) Friction on cutterhead stabilizers and shields;
- (2) Ground friction from the weight of the TBM;
- (3) Build-up of fines or ground squeezing between the shield(s) and the rock;
- (4) Towing of back-up if not isolated by a tow cylinder.
- (5) Improper steering of the machine

Cutter wear affects the TBM performance in two ways, including loss of production time due to cutter change/repair and reduction

of penetration rate due to worn cutters. Cutter change time is part of the machine downtime, which causes a reduction in machine utilization. As the cutters wear develops, the foot print on the cutting surface increases. This means at the same machine thrust, the penetration rate will decrease as cutter penetration into the rock will be lower due to large contact area with the rock surface. It is thus crucial to ensure that the pre-bid penetration rate estimates also take into account average cutter wear during mining.

The rate of penetration changes more or less linearly with the RPM of the cutterhead while under constant cutterload, assuming a stiff cutting system. When maintaining a constant cutter load, as the RPM increases, the horsepower demand increases in a linear relationship to the RPM. Therefore, the TBM must have sufficient horsepower to operate at the maximum RPM capability of the system.

2 BACKGROUND OF TBM PERFORMANCE PREDICTION MODELS

Over the years, several performance prediction models have been developed by various academic and research institutions around the world for estimating the performance of hard rock TBMs. These models generally consider the machine parameters (cutterhead thrust, torque and power) and geological conditions (rock strength, abrasivity, fractures, joints, bedding/foliation, etc) to develop an estimate of TBM penetration rate. The models developed to date can be categorized under two major groups: Fully empirical models and semi-empirical models.

Fully empirical performance prediction methods are based on analysis and evaluation of the historical machine performance data in certain rock types. Typically, these models involve a set of empirical graphs and equations obtained from the regression analysis performed between rock properties, ground conditions, machine parameters, and the rates of penetration achieved. The main significance of these methods is the fact that

they naturally incorporate the effects of the ground and the excavation system as a whole in their entire structure. Since these methods rely heavily on the past TBM data, their estimation capabilities are somewhat limited by the differences in the capabilities of the old and the new TBM systems. In other words, with the rapid progression of machine and cutter technology, the predictive ability and accuracy of these models is somewhat restricted. These models also need to be updated continually as new field data becomes available.

The basic philosophy behind semi-empirical methods is to start from an estimation of the individual cutter forces to achieve a given penetration rate and then determine the overall thrust, torque and power requirements of the entire cutterhead. The estimate of the cutting forces is based on a set of semi-empirical equations developed from theoretical analysis and laboratory cutting data. The calculated machine parameters are then compared to the installed or available machine thrust, torque and power. This iterative procedure is repeated until one or more machine operational parameters is reached. This approach also informs the user as to which machine parameter controls the attainable rate of penetration.

The semi-empirical methods are designed to provide more flexibility for the user as it allows for machine design modifications such as optimizing the cutterhead layout, calculating machine specifications, and checking the cutterhead balancing. These capabilities make the semi-empirical prediction methods more useful for performance estimation while taking into account the constantly improving TBM and cutter technologies than fully empirical models.

The existing TBM performance prediction models generally experience limited success in providing a reasonable estimate of penetration rate when rock is found to exhibit some unusual boreability characteristics because of its toughness. Rock toughness can be defined as the resistance to chipping by mechanical tools, such as disc cutters.

Uniaxial Compressive Strength (UCS) and Brazilian Tensile Strength (BTS) tests are the most commonly measured and used intact rock properties to analyze the performance of a hard rock TBM in a given geology. These intact rock properties may fail to provide a reliable measure of rock toughness in terms of the resistance to chipping. Failure to properly account for rock toughness can lead to an over or under estimation of attainable penetration rates with an end effect of potential penetration loss claims and increased project costs.

The CSM performance predictor model (Cigla and Ozdemir 2000), has over the years demonstrated good success in accurately predicting TBM penetration rates in a wide variety of rock formations. However, there have also been cases where the model failed to estimate field TBM performance within a level of accuracy considered acceptable. In such cases, the CSM model was generally found to produce performance estimates that were different than actually achieved in the field. Analysis of such conditions led to conclusion that some rock formations exhibited cuttability characteristics which were not solely explained by the rock compressive and tensile strengths. This finding implied that there was some additional rock property which influenced its cuttability by disc cutters. This property was referred to as the toughness, meaning some rocks required either more or less cutting effort than would be predicted based on their strength values alone. In some cases, rock was found to resist efficient chipping with more than usual crushing occurring beneath the cutter tip. In others, rock chipping occurred with less effort than anticipated. To address this toughness issue, the punch penetration test was originally considered in the CSM model to provide a qualitative assessment of rock toughness. In the Punch Penetration test, a standard indenter is pressed into a rock sample that has been cast in a confining ring (Figure 1). The load and displacement of the indenter are recorded with a computer system. The slope of the force-penetration curve is calculated to provide an indication of rock toughness.

Based on extensive field TBM performance data analysis and evaluation, CSM model results were qualitatively adjusted to account for rock toughness when the punch penetrations tests indicated the existence of “unusual” rock toughness. This original index was referred to as the Penetration Slope Index, as shown in Figure 2, which was determined by dividing the maximum load by the corresponding penetration depth of the indenter.

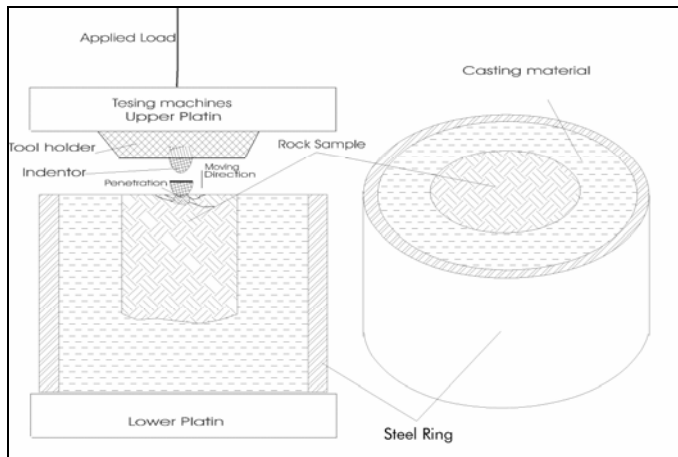


Figure 1. Punch Penetration Test set-up

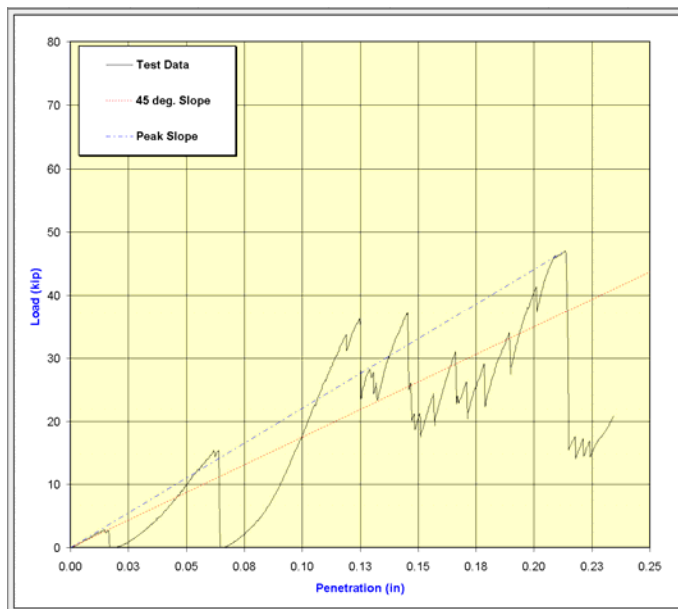


Figure 2. An output from Punch Penetration Test (1 in = 25.4 mm, 1 kip = 4.44 kN)

To further investigate rock toughness and incorporate the Punch index as a quantitative variable in the CSM model, a research program was carried out, involving laboratory

testing and field data analysis. Laboratory Linear Cutting tests (LCM) were performed to analyze the effect of rock toughness on chip formation and the cutting forces. In addition, rock strength tests were performed on cores retrieved from the LCM test samples to define the basic strength parameters of the samples tested. In addition, a series of Punch Penetration tests were carried out and the resultant data analyzed to derive two additional indices to represent rock toughness, the Penetration Index (PI), and the Energy Index for Chipping (EIC).

The first index developed was called the Penetration Index (PI), which is defined as the weighted average slope of the load graph segments where chipping occurs, as delineated in Figure 3. As the indentation tool is forced to penetrate the rock surface, the load increases and the rock underneath the tip of the tool is crushed. When the amount of load exceeds the critical energy required to create rock failure, a chip is formed and the load drops. This cycle of crushing and chipping is repeated as the indenter is pushed farther into the rock. Calculation of the slope index for each chipping occurrence simply corresponds to the slope of the load-penetration curve. In Figure 3, one of the load graph segments where chipping has occurred is marked with dashed lines. The slope of this segment can be calculated as follows:

$$Slope(PI) = \frac{L_2 - L_1}{P_2 - P_1} \quad (1)$$

Where,

PI = Penetration Index (kN/mm)

L_1 = load at the beginning of chipping (kN)

L_2 = load at the end of chipping (kN)

P_1 = penetration in the beginning of chipping (mm)

P_2 = penetration at the end of chipping (mm)

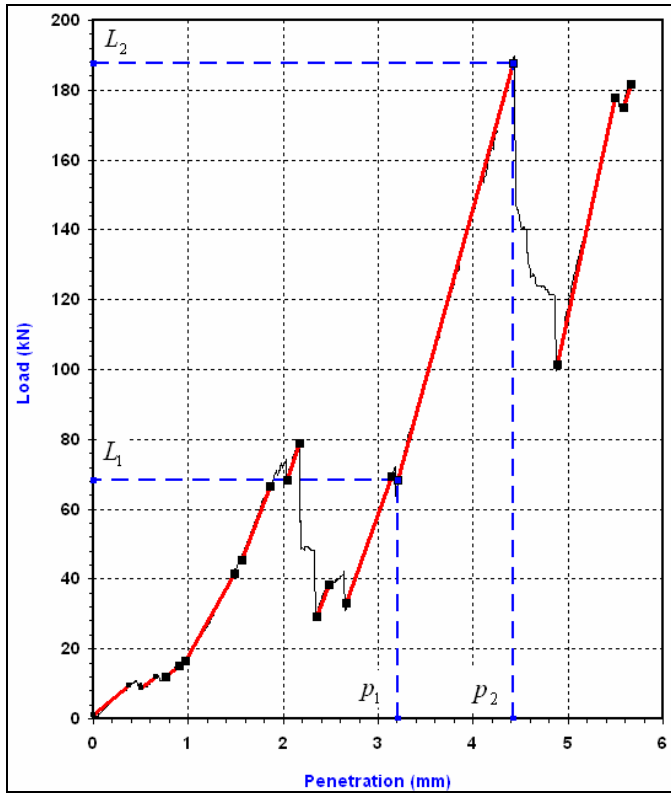


Figure 3. Calculation of Penetration Index (PI)

As shown in Figure 3, there may be several chipping cycles which occur during the punch indentation test. An Excel macro program was written to analyze the entire curve to designate all possible chipping segments. The criterion used by the program to identify a possible chipping segment was to look for increment points in load variation during penetration. In other words, if the load was higher than the previous data point, it was considered part of a chipping segment. If there was a drop in the load, the program concluded that chipping occurred and then calculated the slope of this segment by using the above equation. This procedure was then repeated until the maximum test penetration was reached. The calculation of the average PI value for each test was accomplished by taking into account depth of penetration as the weighing item for each chipping segment.

$$PI = \sum_{i=1}^n \frac{Slope(PI_i) \cdot p_i}{p} \quad (2)$$

Where,

PI_i = penetration Index for chip i (kN/mm)

p_i = penetration for chip i (mm)

p = penetration at the end of the test (mm)
 n = Number of chips

The second index developed was the *Energy Index for Chipping (EIC)*, defined as the area under the curve where chipping occurs (Fig. 4). This index considers the energy requirements to chip the rock. The same criterion as before was used by the program to determine a possible chipping segment. If the load was higher than the previous data point, it was considered part of a chipping curve. If there was a drop in the load, the program concluded that a chipping has occurred. Calculation of the area under the curve, where a chip was formed, was accomplished by using the following equation.

$$EIC_A = \frac{1}{2}(p_2 - p_1) * (L_2 - L_1) \quad (3)$$

Where,

EIC_A = Energy index for a chip (kN.mm)

L_1 = load at the beginning of chipping (kN)

L_2 = load at the end of chipping (kN)

P_1 = penetration at the beginning of chipping (mm)

P_2 = penetration at the end of chipping (mm)

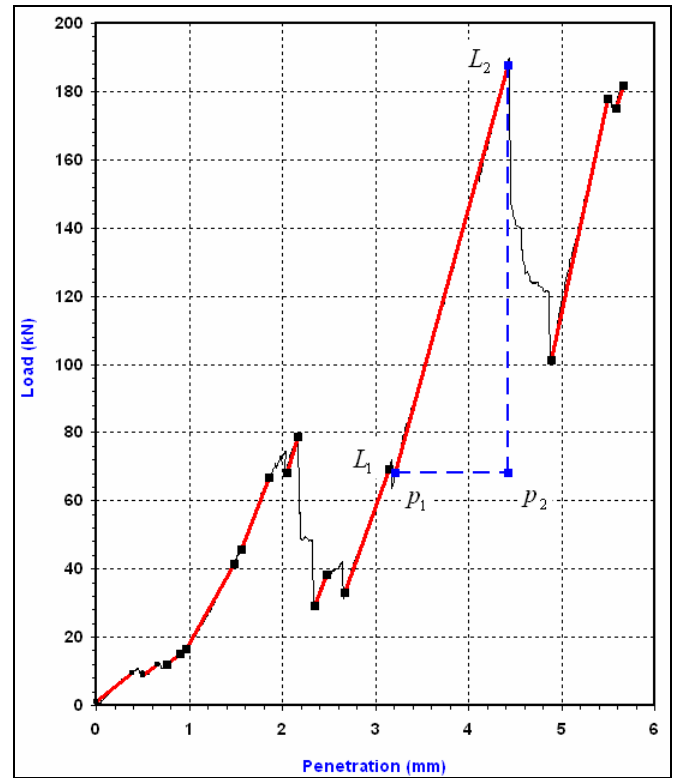


Figure 4. Calculation of Energy Index for Chipping (EIC)

If several chipping cycles occurred during a test, as is commonly the case, the Energy Index for the test was then determined as the average of the areas under all chipping curves. Similar to Penetration Index (PI), the calculation of average EIC value for each test was performed by taking into account depth of penetration as a weighing factor.

$$EIC_A = \sum_{i=1}^n \frac{EIC_{Ai} \cdot P_i}{P} \quad (4)$$

Where,

EIC_{Ai} = Energy index for chip i (kN.mm)

P_i = Penetration for chip i (mm)

P = Penetration at the end of the test (mm)

n = Number of chips

Regression analysis was performed between the LCM measured disc cutting forces, rock strength parameters and the three separate Punch Penetration indices defined above. Highest correlation coefficients were obtained when the Penetration Index (PI) was used in the CSM model. Based on this new cutter force equation, the existing CSM computer model was modified. To check the validity and accuracy of the new computer model, field penetration rate data were collected and analyzed from two hard rock tunneling projects and compared with predicted values from the new model.

3 MAIN STRUCTURE OF THE NEW CSM COMPUTER MODEL

The code language for the new computer program was selected as the Microsoft Excel Macro with Visual Basic Editor. VBA (Visual Basic for Applications) is a powerful development technology that enables software, such as EXCEL, to add any type of customization and automation. The program version that was used in this study was Microsoft Visual Basic 6.3. Figure 5 shows the flow chart of the new program. As depicted in this flow chart, the program can be used for two different scenarios, including:

1. The performance prediction for an existing machine – If the predictions are to be

developed for an existing machine, the model then asks for all relevant information about the machine, including cutter type, layout, type of machine and the machine specifications in terms of thrust, torque, power, rpm, etc.

2. The performance prediction for a new machine – If a new machine is to be designed and purchased for the project, the model can then be used to develop the required TBM specifications for achieving optimal performance in the particular rock and geologic conditions to be encountered. This encompasses the selection of the best cutter geometry, cutter layout, cutterhead profile, as well as required machine specifications in terms of thrust, torque, power and cutterhead rotational speed. After these parameters are specified by the model, estimates of attainable penetration rates and expected cutter costs are developed.

Figure 6 shows the main menu in the program. The spreadsheet format in this Figure also shows the summary information about the current performance simulation. This helps the user differentiate between runs for the same tunnel project before the final summary is saved to present the results. The user is not allowed to make changes in this sheet since the program uses these parameters to run a complete simulation based on a project file, as described in the next section.

4 MODEL SIMULATION FOR AN EXISTING AND A NEW MACHINE

As shown in Figure 6, the computer program includes different modules to allow simulation and calculation of different components associated with a complete performance prediction effort for hard rock TBMs. The following is a brief description of some of these modules in the program for an existing and a new machine. A detailed description of these modules which were built into the program can be found in the reference by Cigla (2006).

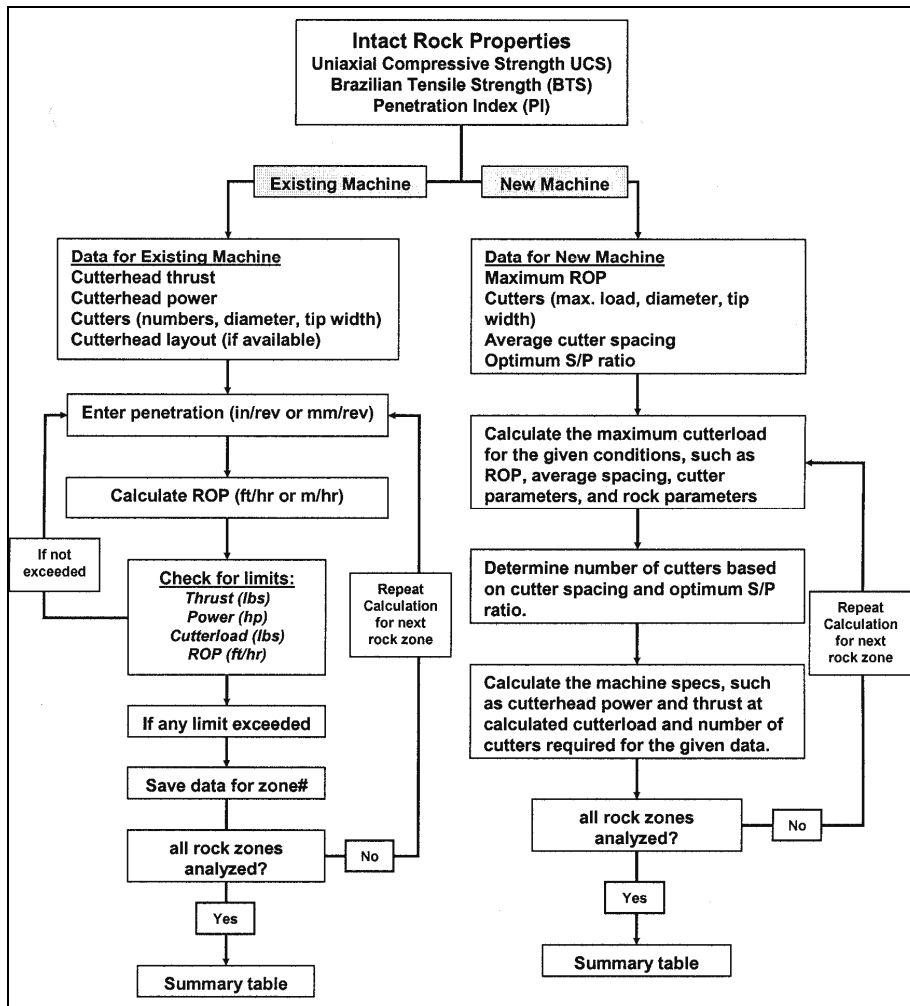


Figure 5. Flow chart of the Program

EARTH MECHANICS INSTITUTE COLORADO SCHOOL OF MINES TBM PERFORMANCE PREDICTION (V 4.0)				MENU BAR ↓
<i>Main Menu</i>				
Unit System? :	1	1 - US 2 - SI	Current Program Name : HRTBM_V40_4.xls	Program Info
PROJECT AND TUNNEL INFORMATION				Unit System
Project Name :	Queens Tunnel	Total Length :	25,000 ft	HELP
Location :	New York city	Tunnel Diameter :	23.18 ft	
Owner :	New York city	Area :	422 ft ²	Simulation Type
Contractor :	GPS			Existing Machine
MACHINE INFORMATION				New Machine
Machine Manufacturer :	Robbins	Total Installed Thrust :	3,500,000 lbs	Calculations
Machine Type :	Open Beam	Thrust Efficiency :	90%	
Machine Model :	Model 235-282	Net Cutterhead Thrust :	3,150,000 lbs	Force
Machine Condition :	1	Installed Cutterhead Torque :	2,670,294 ft-lb	
Cutterhead Diameter :	23.18 ft	Drive Efficiency :	90%	Basic ROP
Cutterhead Radius :	11.59 ft	Net Cutterhead Torque :	2,403,265 ft-lb	
Cutterhead RPM :	8.3	Total Installed Power :	4,220 hp	Save Summary
No. of Cutters :	50	Net Cutterhead Power :	3,798 hp	
		ROP Limit :	25.00 ft/hr	Special Features
CUTTER INFORMATION				Machine Capacity
Cutter Type :	DISC	Price for Ring :	300 \$	D. Lithology
Cutter Diameter :	19 in	Price for Hub :	1,500 \$	
Cutter Tip Width :	0.75 in			Mixed Face
Maximum Cutter Load :	70,000 lbs			
Max. Linear Speed :	500 ft/min			CH. Balance
CUTTERHEAD INFORMATION				
Cutterhead Profile? :	1	Simulation Type :	1	
	2 - NO		1: existing machine 2: new machine	
Average Face Cutter Spacing :	3.4	Calculation Option :	1	
	in			

Figure 6. Main Menu of the Program

In order to run a complete simulation for an existing machine, the program requires a project file that contains the necessary information regarding the project where a TBM use is planned. Figure 7 shows the summary of the required project information from this project file. This input window is activated every time the user opens a project file that is compatible with this program.

A project file (Fig. 8) consisting of general project information, rock data, machine information, and cutterhead profile needs to be prepared for a complete simulation. Since the program can be used both in US and SI unit systems, the project file also needs to be prepared for both unit systems.

Section for “*Project information*” is used to distinguish between projects. This information does not effect the calculations. The next set of data (“*Rock Information*”), which the program requires, include the rock strength information, the Penetration Index and the Cerchar Abrasivity Index. This information needs to be entered for the geologic reaches expected to be encountered during tunnel excavation. Some other relevant information, including cutter ring to hub ratio also needs to be input into the program at this stage for cutter consumption estimations. “*Field Data*” section is used to calculate the

penetration rates achievable at different cutterloads. “*Machine Information*” section includes information related to machine specifications such as cutterhead diameter, cutterhead thrust, cutterhead power, cutterhead RPM, and the number of cutters. “*Cutter Information*” is used to input the data for cutter diameter, cutter tip width, and maximum allowable cutter load.

Finally, the “*Cutterhead Profile*” section includes information related to the cutter layout on the cutterhead. This allows the program to calculate the loads imposed on individual cutters during mining. An example layout of a cutterhead is given in Figure 9.

The project file for a new machine simulation differs in some aspects from the existing machine simulation. The project file for a new machine simulation does not include the cutterhead profile information. This means that calculations are based on the average face cutter spacing. Also, the cutterhead thrust and cutterhead power are not given as they are determined by the program. The rest of the project file for a new machine simulation is practically the same as the project file described earlier.

Project and Tunnel Information	
Project Name:	Queens Tunnel
Project Location:	New York city
Owner:	New York city
Contractor:	GPS
Tunnel Length:	25000 ft
Tunnel Diameter:	23.18 ft

Cutter Information	
Cutter Type:	DISC
Cutter Diameter:	19 in
Cutter Tip Width:	0.75 in
Max. Cutter Load:	70000 lbs
Max. Linear Speed:	500 ft/min
Price for Hub:	300 \$
Price for Ring:	1500 \$

Machine Information	
Machine Manufacturer:	Robbins
Machine Type:	Open Beam
Machine Model:	Model 235-282
Machine Condition:	1
Cutterhead Diameter:	23.18 in
Cutterhead RPM:	8.3
Number of Cutters:	50
Total Installed Thrust:	3500000 lbs
Thrust Efficiency:	0.9
Total Installed Power:	4220 hp
Drive Efficiency:	0.9
ROP Limit:	25 ft/hr

Buttons: Open, Cancel

Figure 7. Summary of input data for TBM program

Unit system?:	1	1: English Units 2: Metric Units		ProjectFile					
PROJECT INFORMATION					Return to Main Menu				
Project Name:	Queens Tunnel								
Location:	New York city								
Owner:	New York city								
Contractor:	GPS								
Total Length:	25,000	ft	7620	m					
Tunnel Diameter:	23.18	ft	7.07	m					
Area:	422	ft ²	39.21	m ²					
ROCK INFORMATION									
Number of Geologic Zones:	1								
Geological Zone #:	1								
Geological Zone Length:	25000								
Rock Name:	A								
Rock Type:	Igneous								
UCS (psi):	23764								
BTS (psi):	1498								
PI:	493								
CAI:	3.5								
Ring/Hub Ratio:	5								
Geological Zone #:	1								
Geological Zone Length:	7620								
Rock Name:	A								
Rock Type:	Igneous								
UCS (Mpa):	164								
BTS (Mpa):	10								
PI:	493								
RP2:	1								
RP3:	1								
RP4:	1								
CAI:	3.5								
Ring/Hub Ratio:	5								
FIELD DATA									
Multiple Cutterloads ?	yes								
Cutterload (lbs):	71417								
ROP (ft/hr):	6.50								
Cutterload (kN):	318								
ROP (m/hr):	1.98								
MACHINE INFORMATION									
Manufacturer:	Robbins								
Type:	Open Beam								
Model:	Model 235-282								
Machine Condition:	1	1: existing 2: new							
Cutterhead Diameter:	23.18	ft	7.07	m					
Cutterhead RPM:	8.3								
Number of Cutters:	50								
Total Installed Thrust:	3,500,000	lbs	15,569	kN					
Thrust Efficiency:	90%								
Drive Efficiency:	90%								
Total Installed Power:	4,220	hp	3,148	kW					
ROP Limit:	25	ft/hr	7.62	m/hr					
CUTTER INFORMATION									
Cutter Type:	DISC								
Cutter Diameter:	19	in	482.6	mm					
Cutter Tip Width:	0.75	in	19.05	mm					
Maximum Cutter Load:	70,000	lbs	311.4	kN					
Max. Linear Speed:	500	ft/min	152.4	m/ft					
Price for Ring:	300 \$								
Price for Hub:	1500 \$								
CUTTERHEAD PROFILE									
Average Face Spacing:	3.4	in	86.4	mm					
Cutterhead Profile:	1	1: yes 2: no							
SF for Center Cutters:	15								
SF for Face Cutters:	1								
SF for Gage Cutters:	1.5								
Cutter #	Cutter Group	SF	Center Distance (in)	Z (in)	Angle α (deg.)	Azimuth β deg.	Cutter Diameter (in)	Cutter Tip Width (in)	Cutter Load (lbs)
1	center	15.00	2.50	13.2	0.0	0	19	0.750	70,000
2	center	15.00	6.50	13.2	0.0	180	19	0.750	70,000
3	center	15.00	10.50	13.2	0.0	0	19	0.750	70,000
4	center	15.00	14.50	13.2	0.0	180	19	0.750	70,000
5	face	1.00	18.50	13.2	0.0	270	19	0.750	70,000
6	face	1.00	22.49	13.2	0.0	90	19	0.750	70,000
7	face	1.00	26.45	13.2	0.0	180	19	0.750	70,000
8	face	1.00	30.36	13.2	0.0	326	19	0.750	70,000
9	face	1.00	34.20	13.2	0.0	201	19	0.750	70,000
10	face	1.00	37.95	13.2	0.0	21	19	0.750	70,000

Figure 8. Project file for existing machine (for both US and SI units)



Figure 9. Cutterhead layout for a TBM

5 CALCULATION OF PENETRATION RATE

In case of an existing machine, the required machine parameters are first calculated and then evaluated to determine if the machine is able to sustain the estimated rate of penetration. Figure 10 illustrates the input window for ROP calculation options of an existing machine. The purpose of “*Number of Zones*” is to inform the user as to the number of the ROP calculations which will be performed if the project data includes multiple geological zones along the tunnel alignment.

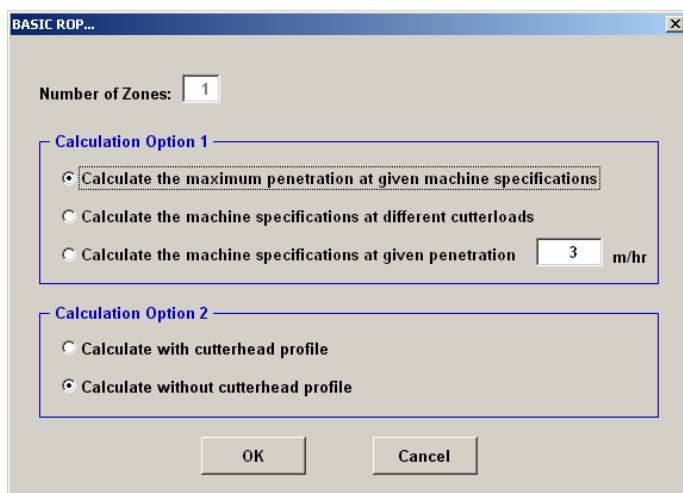


Figure 10. Options to calculate ROP for an existing machine

“*Calculation Option 1*” is for determining what type of penetration rate calculations will be performed. The first option “*Calculate the maximum penetration at given machine specifications*” is to calculate the maximum achievable penetration rate without exceeding any of the machine limits, such as cutterhead thrust and power. The option “*Calculate the machine specifications at different cutterloads*” is used to develop a complete cutterload vs. penetration rate curve for the machine. This option is also utilized when the machine thrust is varied depending on different geologic reaches in the tunnel. “*Calculate the machine specifications at given penetration*” allows the user to determine required machine specifications to maintain a given penetration rate.

The program can be used to calculate penetration values for given rock conditions with or without the cutterhead profile. If the specific cutterhead profile data is not available, then average cutter spacing must be used to calculate the average cutting forces and then the required machine thrust and power based on the calculated cutting forces. If the actual cutterhead layout is available, then the estimates are developed using the actual layout and cutter spacings. These two approaches in general give close answers. The only difference is that by using the actual head layout, the model can also determine individual cutter loads, which vary as transition begins to occur from center to face cutters and then to gage cutters.

The model accomplishes the required calculations using an iterative approach. It starts from a low ROP and gradually increases it until one or more cutter or machine limits are reached (Fig. 11). It then records the corresponding penetration rate as the maximum achievable penetration rate for the rock and geologic conditions anticipated. It follows the same procedure for all other rock types to be encountered in the tunnel if the project file is set up for multiple runs.

Basic Penetration and ROP		
Basic Penetration :	4.90	mm/rev
Basic ROP :	1.94	m/hr
Required Machine Specifications for Basic Penetration		
Required CH Thrust :	14,019	kN
Required CH Torque :	9,850	kN.m
Required CH Power :	2,609	kW
Max. Required Cutterload :	280	kN
Machine Performance Evaluation for Basic Penetration		
Machine Thrust Usage :	100.0%	Limited
Machine Torque Usage :	92%	OK
Machine Power Usage :	92%	OK
Cutter Load Capacity Usage :	90.0%	OK
ROP Limit :	25.5%	OK
Limited by :	Machine Thrust	

Figure 11. Calculation of ROP for existing machine

6 COMPARISON OF THE NEW COMPUTER MODEL RESULTS WITH THE FIELD DATA

TBM field performance data from two field case histories were analyzed and evaluated to check and confirm the validity of the new CSM model incorporating the Punch Penetration index as a new parameter. The first hard rock TBM project selected for analysis experienced a field TBM penetration rate lower than what was anticipated pre-bid. In this case, both the contractor and the existing CSM model overestimated the actual penetration rate by a considerable margin. This penetration loss was attributed to rock toughness which was not detected by standard rock property tests. In the second field case history study, the actual TBM penetration rate obtained in the field was very close to that predicted pre-bid. In this case, the existing CSM model was successful in accurately estimating the attainable penetration rates based on the geologic and the rock strength information available pre-bid. The new CSM model was also applied to the case history to ensure that incorporating the Punch Penetration index as a new quantitative variable in the model still allowed it to predict TBM performance accurately in rocks which do not exhibit “unusual” toughness.

The case study where the rock was found to exhibit high toughness was the Queens

Tunnel in New York. The Queens Tunnel, which is a part of the New York City Water Tunnel #3 project, was constructed underneath the borough of Queens by a JV of Grow-Perini-Skanska using a high-performance tunnel boring machine. The job entailed boring some 7.9 km of tunnel at 7.06 m diameter through very hard and jointed formations of varying rock types of the igneous Brooklyn injection gneiss formation, including biotite-hornblende gneiss intermixed with granitic gneiss, amphibolite, pegmatite, and biotite schist. After completion, it was lined with unreinforced concrete to a finished diameter of 6.1 m. The TBM’s 7.06 m diameter cutterhead was fitted with 50 wedge lock cutters, each 483 mm in diameter and load rated at 312 kN. Power from 3147 kW motors rotated the cutterhead at 8.3 rpm. Figure 12 shows the Queens Tunnel TBM after assembly in the manufacturer’s plant.

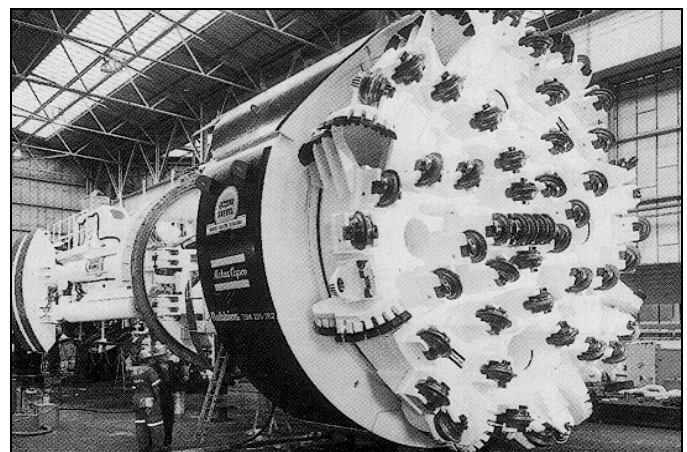


Figure 12. TBM of Queens Water Tunnel #3, Stage #2

The second project selected for this study was the two Chattahoochee tunnels recently excavated by two hard rock TBMs in Atlanta, Georgia. This project is owned by the Cobb County Water System (CCWS) in Atlanta, GA, which provides for the collection and treatment of wastewater for most of Cobb County. The Chattahoochee Tunnel was designed to provide sewerage conveyance for flows from eastern Cobb County, an area that is currently being served by existing sewers that are near capacity. The TBM excavated portion of the Chattahoochee Tunnel was

14.7 km in length and 5.5 m in diameter. The tunnel was excavated using two TBM drives of 6.8 km and 7.9 km. The rock types encountered along the tunnel were approximately 65% quartz-feldspar gneiss and 20% quartz-mica-schist. The rest was quartzite, granite, amphibolite, and other types. Two hard rock TBMs (Fig. 13) were used for this project, which were nearly identical with only a few minor exceptions. The North Drive TBM was originally used in Hong Kong and then was refurbished for use in the Chattahoochee tunnel project. The South Drive TBM was a new machine.



Figure 13. A Picture of one of the Chattahoochee TBMs

The TBMs used in both the Queens and the Chattahoochee tunnel projects were equipped with automated data logging systems designed to record all machine operational parameters during excavation. The TBM data recorded from both projects were acquired and analyzed in detail to determine average cutter loads and the penetration rates achieved throughout the entire tunnel drives. In addition, cores were taken along the tunnels and laboratory tests performed to determine the Uniaxial compressive and the Brazilian tensile strengths, as well as the Punch Penetration Index and the Cerchar abrasivity index.

The overall results of the field data from the two tunneling projects are summarized in Table 1. Shown in this table are the average rock strength values (UCS and BTS), the Punch Penetration Index, the average cutterload and the average field penetration rate for each project.

Table 1. Average rock properties and TBM performance for the Queens and the Chattahoochie tunnels

Project Name	Average UCS MPa	Average BTS MPa	Average PI kN/mm	Average Field Cutterload kN	Average Field ROP m/hr
Queens Tunnel	164	10	86	318	1.98
Chattahoochie Tunnel, South Drive	125	13	54	288	3.55
Chattahoochie Tunnel, North Drive	140	11	60	294	3.93

Table 2 presents the comparison of field ROP with those predicted by using the existing CSM model. As shown in this Table, a close correlation exists between the predicted and the measured ROP for the two Chattahoochee Tunnels. In particular, for the South Drive of the Chattahoochee project, the agreement between the predicted and the measured TBM performance is excellent. For the Queens tunnel, however, the existing CSM model fails to provide an accurate estimate of field ROP. As shown in Table 2, the actual TBM penetration rate attained in the field was significantly lower than that estimated by the existing CSM model. The CSM model estimated an attainable penetration rate of 2.65 m/hr. for the entire tunnel while the TBM was able to achieve an average penetration rate of only 1.98 m/hr. The contractor’s pre-bid estimate for the tunnel was around 2.74 m/hr. Obviously, a significantly lower penetration rate than anticipated resulted in major claims on this project. Post-construction testing of rock on cores taken from tunnel walls did show high rock toughness which could not be detected from the geotechnical information available pre-bid.

Table 2. Comparison of field data and the predicted ROP based on the existing CSM model

Project Name	Average Field ROP m/hr	Predicted ROP m/hr
Queens Tunnel	1.98	2.65
Chattahoochie Tunnel, South Drive	3.55	3.49
Chattahoochie Tunnel, North Drive	3.93	3.41

The comparison of the predicted performance and the field penetration rate using the new CSM model for the two tunneling projects investigated is shown in Table 3. For the Queens tunnel, the new CSM model with the Punch Penetration index gives a predicted penetration rate of 1.94 m/hr, which compares favorably with the field achieved penetration rate of 1.98 m/hr. This means the Punch penetration index included in the new CSM model successfully accounted for the expected penetration loss due to high rock toughness. Table 3 also displays the predicted penetration rates for the Chattahoochee tunnels using the new CSM model. As discussed earlier, the penetration rate predictions provided by the existing CSM model were very close to those achieved in these two tunnel drives since no unusual toughness characteristics were observed in the rock formations encountered in these tunnels. The new CSM model is also successful in predicting the Chattahoochie Tunnel field penetration rates with good accuracy, as can be seen in Table 3.

Table 3. Comparison of field and the predicted ROP based on the new CSM model

Project Name	Average Field ROP m/hr	Predicted ROP m/hr
Queens Tunnel	1.98	1.94
Chattahoochie Tunnel, South Drive	3.55	3.48
Chattahoochie Tunnel, North Drive	3.93	4.23

7 CONCLUSIONS

The CSM model for predicting the performance of hard rock TBMs has been modified by including the Punch penetration index as a new variable. The purpose of this effort was to account for rock toughness in a quantitative manner in the model. The new model was then applied to a field TBM project in hard rock where the actual machine penetration rate was significantly lower than what the existing CSM model and the contractor estimated. The new model with the

Punch Penetration Index gave remarkably close results to what was obtained in the field, confirming that it was able to address the rock toughness impact on the penetration rate by considering the Punch penetration index.

To ensure that the new model was still capable of accurately predicting the TBM penetration rate in rocks which do not exhibit any unusual toughness characteristics, its results were also compared with field data from another hard rock project where the pre-bid ROP estimates were very close to what was actually achieved in the field. Again, the new model results agreed well with field data. Work is currently underway to analyze additional field TBM performance data from tunneling projects where reduced penetration has occurred and apply the new CSM model to predict the ROPs for these tunnels.

RERERENCES

- Cigla M. and Ozdemir L., Feb 2000, "*Computer Modeling For Improved Production of Mechanical Excavators*", Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME) Annual Meeting, Salt Lake City, UT
- Cigla M. and Ozdemir L., 2001, "*Application of Tunnel Boring Machines in Underground Mine Development*", International Mining Congress, Ankara, Turkey
- Cigla M., 2006 "*Prediction and Modeling of Disc cutting Forces for Hard Rock Excavation Base on Assessment of Punch Oenetration Index For Quantfying Rock Tooughness and Resistance to Chipping*", Ph.D. Thesis, Colorado School of Mines, Golden Co, USA

Tünel Açma Makinalarının Performans Analizinde Kullanılan Delme Oranı İndeksinin (DRI) Tahmini

Prediction of Drilling Rate Index (DRI) Using Performance Analysis Of Tunnel Boring Machines

Olgay Yaralı

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölüm, Zonguldak

Eren Soyer

Hema Madencilik A.Ş., Amasra-Bartın

ÖZET Bu çalışmada, önce delinebilirliğin mekanik kazı makinalarının performans tahmin yöntemlerindeki etkisinden bahsedilmiştir. Daha sonra delme oranı indeks (DRI) deneyi kısaca anlatılmıştır. Son olarak da, farklı bölgelerden alınan 16 adet kayaç örneğinin Shore sertlik indeksi, nokta yükü dayanım indeksi ve delme oranı indeks deney sonuçları verilmiştir. Kayaçların delme oranı indeksleri, Shore sertlik indeksleri ve nokta yükü dayanımı indeksleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Sonuç olarak, kayaçların yüzey sertliğinin delinebilirliğe etkisinin çok az olduğu, dayanımının ise daha fazla olduğu saptanmıştır.

ABSTRACT In this study firstly, the effect of drillability on performance prediction methods of mechanical excavation machines is discussed. Then, drilling rate index (DRI) is briefly explained. Finally, test results of Shore hardness value, point load strength and drilling rate index of rocks which are collected from 16 different areas are given. The relationships between drilling rate index and Shore hardness, point load strength are investigated. As a result, it is determined that the effect of face hardness of the rocks is lower than the effect of strength of the rocks on drillability.

1 GİRİŞ

Ülkemizde son yıllarda, kazı makinaları yeraltında tünel açma işlerinde gerek madencilik gerekse inşaat alanında yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Kazı yapılacak kayaca/zemine ve kazı amacına uygun makine seçimi oldukça önemlidir. Yanlış makine seçilmesi durumunda proje istenen sürede bitmeyecek ve maliyetlerde de çok fazla artışlar görülecektir. Uygulama koşullarına göre seçilecek makine için önceden performans tahminlerinin yapılması gerekmektedir.

James S. Robbins, 1954 yılında kendi tünel açma makinasını (TBM) inşa ettikten itibaren tünel açma makinalarının tasarımları konusunda önemli gelişme kaydedilmiştir. Günümüzde, değişen kayaç koşullarında dahi yüksek ilerleme oranları söz konusudur (Sapigni vd., 2002). TBM'lerle uygun kaya koşullarında 1000 m/ay ilerleme sağlanırken çok kötü jeolojik koşullara sahip kayaçlarda 50 m/ay'dan daha az ilerleme yapıldığı literatürde yer almaktadır (Wallis, 1999: Sapigni vd.'den, 2002).

Tünel açma makinalarının performanslarının önceden tahmin eden modeller birçok araştırmacı tarafından son 25

yıl içinde geliştirilmiştir (Nelson, 1993). Bu modellerin bazıları uygulamada kabul görmüş (Tarkoy, 1973; Roxborough ve Phillips, 1975; Graham, 1976; McFeat-Smith ve Tarkoy, 1979; McFeat-Smith ve Fowel, 1977; Özdemir vd., 1978; Farmer ve Glossop, 1980; Bamford, 1984; Roxborough, 1985; Hughes, 1986; Bruland vd., 1988; Innaurato vd., 1991; Sundin ve Wastedt, 1994; Grima vd., 2000; Kahraman vd., 2000; Blindheim vd., 2002) bazıları ise sadece literatürde yer almış bilgi olarak kalmıştır.

Kazı makinaları için geliştirilen performans tahmin modellerini yaklaşımlarına göre iki kısma ayırmak mümkündür. Birincisi, her bir keskinin üzerindeki kesme kuvvetlerinin hareketine bağlı olan modeller, diğeri ise arazide makine performansına bağlı olarak geliştirilmiş modellerdir. Her bir model yaklaşımının kendisine ait avantaj ve dezavantajları bulunmaktadır (Rostami vd., 1996). Genel olarak, performans tahmin modelleri aşağıda sıralanan başlıca etkenlerden bir veya daha fazlasına bağlı olarak yapılır. Bu etkenler (Nilsen ve Özdemir, 1993):

- 1) Arazinin haritalanması (jeolojik açıdan) ve /veya arazide yerinde yapılan deneyler
- 2) Küçük ölçekli laboratuvar deneyleri (indeks deneyleri)
- 3) Büyük ölçekli laboratuvar deneyleri
- 4) Sayısal modeller
- 5) Teorik modeller

Kazı makinalarının performans tahminleri için bir çok araştırmacı model ve yöntem geliştirmiş olmasına rağmen literatürde ve uygulamada en çok kabul görmüş iki performans tahmin modeli gösterilmektedir. Bunlar, Colorado Madencilik Okulu (Colorado School of Mines, CSM) ve Norveç Bilim ve Teknoloji Üniversitesi (Norwegian University of Science and Technology, NTNU) modelleridir. Bu iki modelde kullanılan ve laboratuvarında yapılan deneylere ilişkin liste Çizelge 1’de gösterilmiştir.

Bu çalışma kapsamında farklı bölgelerden alınan 16 adet kayaç örneği üzerinde laboratuvarında Shore sertlik indeksi (SH), nokta yükü dayanım indeksi ve delme oranı

indeks deneyleri yapılmıştır. Kırılgenlik ve Sievers minyatür delme deneyine göre delme oranı indeks değerleri (DRI) bulunmuştur. Deneylerden elde edilen veriler kullanılarak, kayaçların delme oranı indeksleri, Shore sertlik indeksleri ve nokta yükü dayanım indeksleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır.

Çizelge 1. CSM ve NTNU modellerinin karşılaştırılması (Özdemir ve Nilsen, 1999).

CSM Modeli	NTNU Modeli
<ul style="list-style-type: none"> • Tek eksenli basınç dayanımı (deformasyon deneyi dahil) • Brazilian (dolaylı) çekme deneyi • Yoğunluk • Punch deneyi • Cerchar aşınma indeksi • Petrografik analizler <ul style="list-style-type: none"> ➢ Sert minerallerin tipi ve içeriği ➢ Tanelerin konumu ve yönleme özellikleri ➢ Taneler arasındaki bağ ➢ Mikroçatlaklar ve boşluklar ➢ Diğer mikroskopik özellikler 	<ul style="list-style-type: none"> • Sievers minyatür delme deneyi (SJ) • Kırılgenlik deneyi (S₂₀) • Aşınma miktarı deneyi (AV) • Petrografik analizler <ul style="list-style-type: none"> ➢ Sert minerallerin tipi ve içeriği ➢ Tanelerin konumu ve yönleme özellikleri ➢ Taneler arasındaki bağ ➢ Mikroçatlaklar ve boşluklar ➢ Diğer mikroskopik özellikler

2 KAYAÇLARDA DELİNEBİLİRLİK TANIMI

Kayaçın delinebilirliği bir delme matkabının kayaç içinde ilerleme yapabilme oranı olarak tanımlanmaktadır (Tamrock, 1987). Dönmeli ve darbeli delik delme ekipmanları kayaç kazısında oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Özellikle mekanik kazı makinalarının (tam cephe galeri açma ve kollu galeri açma makinaları gibi) yeraltı yapılarında yaygın şekilde kullanılmaya başlamasıyla bu konu önem kazanmıştır. Bu makinalarla yapılacak kayaç kazı projelerinin planlanması ve maliyetlerin tahmin edilmesinde önceden performans tahminine ilişkin bilgilere sahip olunması çok önemlidir (Kahraman, 2002).

Galeri veya tünel açmada, geçilecek formasyonda delme hızının ve makine performansının önceden tahmini, araştırmacıları uzun süredir meşgul etmektedir. Bu gün bu konuda herkesin kabul ettiği bir delinebilirlik tayin yöntemi yoktur. Uluslararası Kaya Mekanik Derneği'nin kayaçların kazılabilirlikleri ve delinebilirlikleri konusunda kurduğu komisyon 1987'de Montreal' de toplanmış, tüm yöntemleri inceleyerek bir başlık altında sıralanan deney yöntemleri üzerinde çalışmayı prensip olarak kabul etmiştir. Delinebilirlik tayininde en az birkaç yöntemin bir arada yorumlanması tavsiye edilmektedir (Bamford vd., 1987).

Delinebilirlik test yöntemlerinin, kayaç delinebilirliğinin saptanmasında kullanılması için belirli özelliklere sahip olması gerekir. Deney yönteminin basitliği, ucuzluğu, sonuçların kısa zamanda elde edilmesi bunlar arasında sayılabilir. En önemlisi, deneyde elde edilen değerlerin kayacın delinebilirliği konusunda doğru sonuçlar üretmesi ve yöntemin standart olarak uygulanabilir olmasıdır (Baş, 1993).

Kayaçların dayanım özellikleri, dünyanın her yerinde standart olarak yapılabilir olduklarından uzun zamandır delinebilirlik ölçütlerinin belirlenmesinde kullanılmışlardır. Ancak, tek eksenli basınç dayanımı tek başına, kayacın aşındırıcılık, kırılganlık, süreksizlik gibi özellikleri hakkında yeterli derecede fikir vermemektedir. Son yıllarda yapılan araştırmalar bu değerlerin tek başına kullanılmasının yanıltıcı olacağını göstermiştir (Shariar, 1988).

Zonguldak Havzasında yapılan bir çalışmada, kayaçların jeomekanik özellikleri ile burgu hızlarının değişimi istatistiksel olarak irdelenmiş ve en iyi sonuçlar sırasıyla, Shore skeleroskopu sertliği, konik delici değeri, tek eksenli çekme dayanımı, tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü ve nokta yükü dayanımı değerlerinden elde edilmiştir. Schmidt çekici değerleri ile burgu hızları arasında hiçbir ilişkinin olmadığı gözlenmiştir. Schmidt çekici ile yapılan ölçmelerde elde edilen verilerin arının kırıklı ve çatlaklı oluşu nedeniyle gerçek sertlik değerlerini yansıtmadığı belirlenmiştir

(Bilgin, 1982).

Kayaçlar kendi aralarında sınıflandırıldığında, örneğin volkanik kayaçlar için darbe dayanım değeri ile basınç dayanımı arasında istatistiksel olarak anlamlı bir bağlantı ortaya çıkmaktadır (Bilgin, 1989).

Rus araştırmacı Protodyakanov tarafından geliştirilen darbe dayanım deneyini, bazı araştırmacılar değişik boyutlarda deney aletleri kullanarak kayaçların delinebilirliklerinin tayini için uygulamışlardır. Kayaçlar kendi aralarında sınıflandırıldığında, örneğin volkanik kayaçlar için darbe dayanım değeri ile tek eksenli basınç dayanımı arasında istatistiksel olarak anlamlı bir bağlantı ortaya çıkmamıştır (Tandanand ve Unger, 1975).

Delinebilirliğin güvenilir olarak saptanması ancak çeşitli deney yöntemlerinin birlikte uygulanması ile gerçekleşir. Ancak bu yol genellikle pahalı olmaktadır. En güvenilir ve başarılı sonuçlar, laboratuvar spesifik enerji ve aşındırıcılık deneyi gibi özel olarak tasarlanan ve delinebilirliğe etki eden çeşitli özellikleri birlikte irdeleyen deney yöntemleri vermektedir.

Kazıcı makinelerin delme hızlarının, keski aşınmalarının ve keski seçiminin tespit edilmesinde iyi sonuçlar veren özel olarak tasarlanan, delinebilirliğe etki eden çeşitli özellikler bir arada irdeleyen delinebilirlik indeksleri geliştirilmiştir. Bunlar;

- Kayaç dayanım katsayısı indeks (KDK) deneyi
- Delme oranı indeks (DRI) deneyi
- Uç aşınma indeks (BWI) deneyi

Kazı makinalarının performans tahmini için geliştirilmiş modellerde delme oranı indeksi (DRI) kullanılmaktadır. Bu indeks Norveç Teknoloji Enstitüsü (Norwegian Institute of Technology) SINTEF'de 1960'lı yıllardan itibaren kayaçların delinebilirlik için yapılan laboratuvar ve arazi çalışmalarının derlenmesi sonucu geliştirilmiştir. Ancak 1988 yılında itibaren özellikle İskandinav ülkelerinde delinebilirlik konusunda standart bir deney haline gelmiştir. Bu indeks deneyi, kayaçların gevreklik değeri (S_{20}) ve Siewers minyatür delme deneyin verilerine bağlıdır.

Önemli sayıda Avrupalı ve Amerikalı araştırmacı ve üretici firma, delme oranı indeks deneyini 1990 yılından itibaren kollu galeri açma, tam cephe galeri açma ve hidrolik kırıcılar için geliştirilen tahmin modellerinde önemli bir girdi olarak kullanmaktadırlar.

3 DELME ORANI İNDEKSİ (DRI)

Delme oranı indeksi (DRI) 1943 yılında İsviçre’de N. von Matern ve A. Hjelmer tarafından geliştirilmiştir. Bu deney yöntemi birkaç değişiklikten sonra standart hale gelmiş ve 1950’li yılların sonundan itibaren kayaçların delinebilirliklerinin belirlenmesinde kullanılmaya başlanmıştır.

Bu deney yöntemindeki deney aletlerinin orijinali Norveç Bilim ve Teknoloji Üniversitesi SINTEF Kayaç ve Zemin Mekaniği Laboratuvarında (Norwegian University of Science and Technology (NTNU) SINTEF Rock and Soil Mechanics) bulunmaktadır. Bu deney yöntemi özellikle sert kayaç kazısında kullanılan tam cephe galeri açma makinalarının (hard rock TBM) ve kayaçların darbeli delme yöntemlerinin performans tahmin modellerinde kullanılmaktadır (Nilsen, 2003).

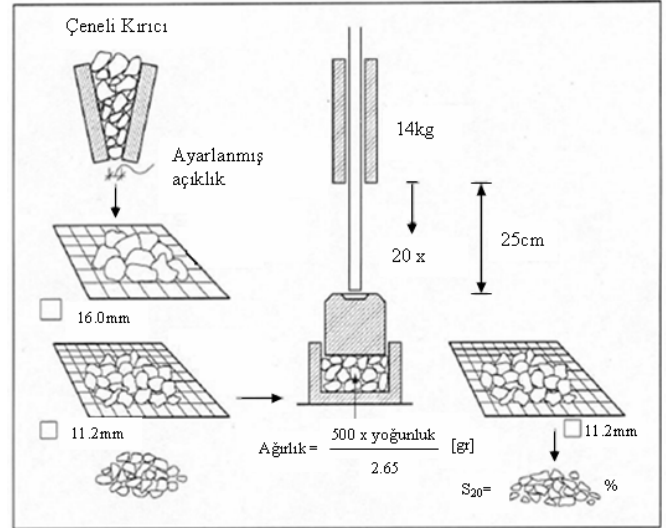
DRI iki temel laboratuvar deneyine bağlı olarak bulunmaktadır. Birincisi; kırılmalık deneyi (brittleness test) S_{20} , ve diğeri ise Sievers minyatür delme değeri deneyi (Sievers miniature drill-test value), SJ’dir. Delme oranı indeksi kayaç yüzey sertliği için düzeltilmiş kırılmalık değeri olarak da tanımlanabilir (Dahl, 2003).

3.1 Kırılmalık Deneyi

Kırılmalık deneyi (S_{20}), tekrarlanan darbe sonucu kayacın kırılmaya karşı gösterdiği direnci dolaylı olarak ölçen bir deney yöntemidir. Şekil 1’de kırılmalık değeri deneyine ait temel şekil verilmiştir. Şekil 2’de ise Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Maden Mühendisliği Maden Mekanizasyonu Araştırma Laboratuvarı’nda bulunan kırılmalık deney aletinin resmi gösterilmiştir.

Bu deneyde, kayaç örneği önce çeneli kırıcıdan geçirilerek malzeme kırılır. +16 mm

boyutundaki malzeme yoğunluk değerinin belirlenmesinde kullanılır. -16 mm/ +11.2 mm elek aralığındaki malzemeden 2.65 gr/cm^3 yoğunluktaki malzeme için 500 gr’a karşılık gelen örnek hacmi bir havan içine konulur.



Şekil 1. Kırılmalık deney düzeneği (Dahl, 2003).



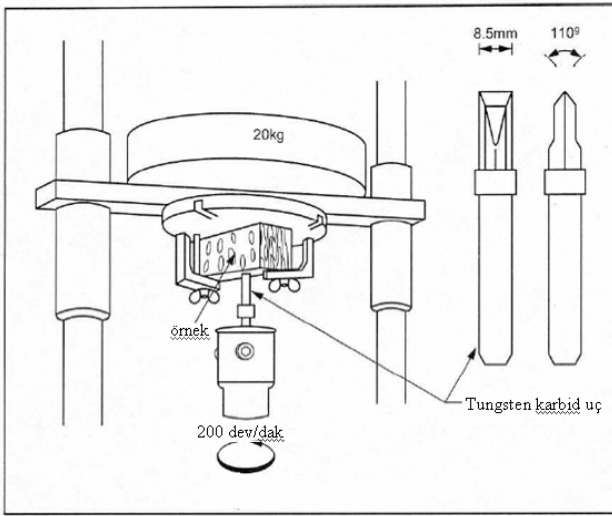
Şekil 2. Kırılmalık deney aleti.

Ortalama 25 cm yükseklikten 14 kg ağırlığındaki çekiç havan içindeki malzemeye 20 defa düşürülür. 20 kez tekrarlanan darbeyle kırılan havan içindeki malzeme 11.2 mm’lik elekten elenir. – 11.2 mm’lik malzeme miktarı deneyin başında havan içine konulan malzemeye ağırlıkça oranlanır. Yüzde olarak bulunan değer kayacın kırılmalık değerine eşittir. Bir kayacın

kırılmalık deneyi, aynı koşularda 3-5 kez tekrar sonucu elde edilen değerlerin ortalaması olarak bulunur (Dahl, 2003).

3.2 Sievers Minyatür Delme Deneyi

Bu deney kayacın yüzey sertliğinin veya delmeye karşı direncin bir ölçüsünü verir. Bu deney yöntemi 1950'li yıllarda H. Sievers tarafından geliştirilmiştir. Şekil 3'de bu deney yönteminin genel hatları gösterilmektedir. Şekil 4'de Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Maden Mühendisliği Maden Mekanizasyonu Araştırma Laboratuvarında bulunan kırılmalık deney aletinin resmi verilmiştir.



Şekil 3. Sievers minyatür delme deneyi düzeneği (Dahl, 2003).

Siever minyatür delme deneyi (SJ), minyatür delme ucunun 1 dakika boyunca 200 devirde döndükten sonra kayac içinde açılan delik boyunun mm cinsinden ölçülmesidir. Kayac örneği 20 kg'lık ağırlık altına sıkılır ve matkabin ucuna deyincede kadar dikkatli bir şekilde indirilir. Matkabin ucunun kayacın yüzeyine paralel olmasına dikkat edilmelidir. Matkabin dönme işine başlanır ve delme işi 200 devir tamamlanincaya kadar deney yapılır. Deney bittiği zaman ağırlık ve örnek yukarı kaldırılır. Örnek gevşetilerak yaklaşık 5-7 mm aralıklı işaretlenmiş delme yeri delinir. Bu işlem her örnek için 4 ile 8 kez tekrarlanmalıdır. Delik boyları bir elektronik mikrometre veya kumpas ile ölçülerek elde edilen değerlerin ortalaması hesaplanır.

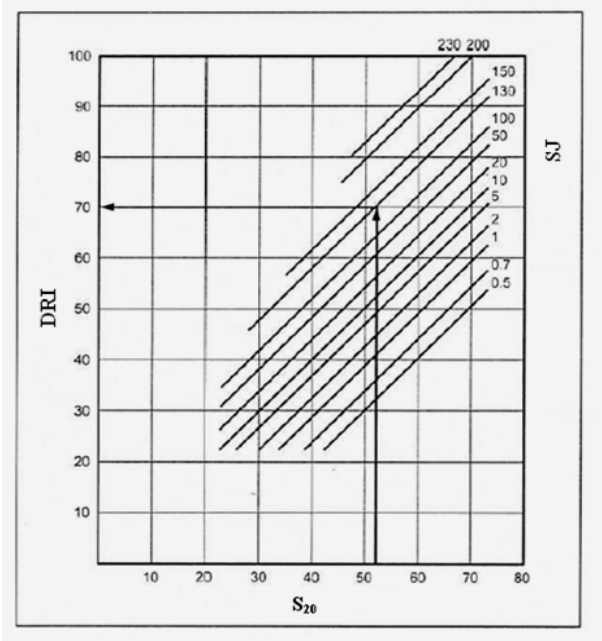
Ortalama delik boyları 10 ile çarpılarak Sievers minyatür delme deney sonucu bulunur (Dahl 2003).



Şekil 4. Sievers minyatür delme deney aleti.

3.3 Delme Oranı İndeksinin Değerlendirilmesi

Delme oranı indeksi Şekil 5'de verilen diyagram kullanılarak bulunur. Diyagram üzerinde kırılmalık (S_{20}) deneyinden elde edilen değer ve Sievers minyatür delme (SJ) deneyinden elde edilen değerle keşiştirilerek DRI değeri tespit edilir. Çizelge 2'de DRI'ya ait sınıflama verilmiştir.



Şekil 5. DRI belirleme diyagramı (Dahl, 2003).

Çizelge 2. DRI'nın sınıflaması (Dahl, 2003).

Sınıf	DRI
Oldukça düşük	≤25
Çok düşük	26-32
Düşük	33-42
Orta	43-57
Yüksek	58-69
Çok yüksek	70-82
Oldukça yüksek	≥83

4 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Bu çalışmada 16 farklı kayaç türü üzerinde deneyler yapılmıştır. Araziden alınan kayaç örneklerinin sağlam, çatlaksız ve süreksizlik içermemesine dikkat edilmiştir. Çizelge 3'de örnek alım yerleri ile alınan örneklerin isimleri gösterilmiştir. Çizelge 4'de de deney sonuçları verilmiştir.

Nokta yükü dayanım indeks deneyleri hem aksenal hem de çapsal olarak ISRM 1985'e göre yapılmıştır. Aksenal deneyler 5 ile 8 kez, çapsal deneyler ise 3 ile 6 kez tekrarlanabilmiştir. Çapsal nokta yükü dayanım indeks deneyinde örneklerinin H/D oranı 1'den büyük seçilmiştir.

Shore sertlik indeks deneyinde 54 mm çaplı, 25-30 mm kalınlığındaki örnekler kullanılmış ve ISRM 1977'e göre yapılmıştır. Yapılan deneylerde kayaç örneklerindeki minerallerin sertliklerini belirlemek için örnek üzerine düşen elmas uçlu çekicinin geri sıçrama değerleri en az 5 mm aralıkla okunmuştur. Yapılan 22 okumadaki en düşük ve en yüksek değerler atılmıştır. Bu okumaların ortalaması, Shore sertlik değeri olarak bulunmuştur.

Çizelge 4 incelendiğinde kayaçların delinebilirliklerinin genelde orta ile çok yüksek arasında değiştiği görülmektedir. Sadece diyabaz ve alkali granit örneklerinde bu değer düşük çıkmıştır.

Çizelge 3. Deneylerde kullanılan kayaçların tanımı.

No	Örnek Adı	Alındığı Yer
1	Kuarsit	Norveç-Trondheim
2	Kireçtaşı	Norveç-Trondheim
3	Diyabaz (açık gri)	Dorukan Tüneli
4	Diyabaz (koyu gri)	Dorukan Tüneli
5	Su alkali granit	Dorukan Tüneli
6	Kumtaşı	TTK Kozlu Müessesesi döküm sahası
7	Kiltaşı	TTK Kozlu Müessesesi döküm sahası
8	Kireçtaşı	ZKÜ yeni kapı girişi inşaat alanı
9	Siyenit	Devrek-Yenice
10	Dolomit	Devrek
11	Porfirik bazaltik andezit (Koyu Renk)	Zonguldak – Kdz. Ereğli 34. km
12	Porfirik bazaltik andezit (Açık Renk)	Zonguldak – Kdz. Ereğli 35. km
13	Bazaltik andezit (Açık Renk)	Zonguldak – Kdz. Ereğli 42. km
14	Diyabaz	Devrek-Yenice
15	Alkali granit	Devrek-Yenice
16	Bazalt	Hasan Dağı etekleri

Çizelge 4. Deney sonuçları

No	SJ	S ₂₀	DRI	SINIFI*	SH	Is _⊥	Is _{(50)⊥}	Is _{//}	Is _{(50)//}	I _{a(50)}
1	2.42	2.42 ± 0.16	45	Orta	77.65 ± 5.62	-	-	-	-	-
2	60.80	60.80 ± 4.75	58	Yüksek	46.55 ± 2.04	-	-	-	-	-
3	50.43	50.43 ± 6.85	45	Orta	55.10 ± 5.64	-	-	-	-	-
4	87.72	87.72 ± 1.61	61	Yüksek	35.90 ± 5.73	4.79	4.41	-	-	-
5	13.20	13.20 ± 1.50	66	Yüksek	68.80 ± 6.89	3.4	3.29	3.21	3.31	0.996
6	96.90	96.90 ± 1.29	69	Yüksek	36.45 ± 5,08	3.33	3.23	2.5	2.59	1.248
7	133.39	133.39 ± 7.27	65	Yüksek	41.8 ± 4.32	4.53	4.35	2.15	2.22	1.956
8	67.84	67.84 ± 1.05	68	Yüksek	52.20 ± 2.35	3.25	2.97	3.08	3.17	0.937
9	56.91	56.91 ± 1.39	51	Orta	64.20 ± 4.86	7.54	6.92	7.12	7.37	0.938
10	89.73	89.73 ± 1.30	80	Çok yüksek	36.70 ± 2.08	3.49	3.26	2.84	2.94	1.112
11	102.52	102.57 ± 0.57	55	Orta	49.85 ± 6.15	5.56	5.19	4.85	5.02	1.033
12	103.68	103.68 ± 0.42	65	Yüksek	46.90 ± 5.41	4.28	3.99	2.97	3.07	1.298
13	80.46	80.46 ± 0.36	52	Orta	62.75 ± 5.27	5.75	5.36	5.46	5.65	0.94
14	55.72	55.72 ± 2.12	35	Düşük	65.70 ± 4.84	-	-	-	-	-
15	3.10	3.10 ± 0.26	39	Düşük	78.25 ± 3.08	6.93	6.4	7.25	7.51	0.852
16	36.98	36.98 ± 4.70	46	Orta	45.65 ± 17.99	-	-	6.21	6.43	-

SJ : Sievers minyatür delme indeksi, S₂₀ Kırılgenlik deneyi, DRI : Delme oranı indeksi, SH : Ortalama Shore sertlik değeri, Is_⊥ : Eksenel nokta yükü, Is_{//} :Çapsal nokta yükü, Is_{(50)⊥} : Düzeltilmiş nokta yükü (eksenel), Is_{(50)//} : Düzeltilmiş nokta yükü (çapsal), I_{a(50)}: Dayanım anizotropisi indeksi.

* Çizelge 2'ye göre

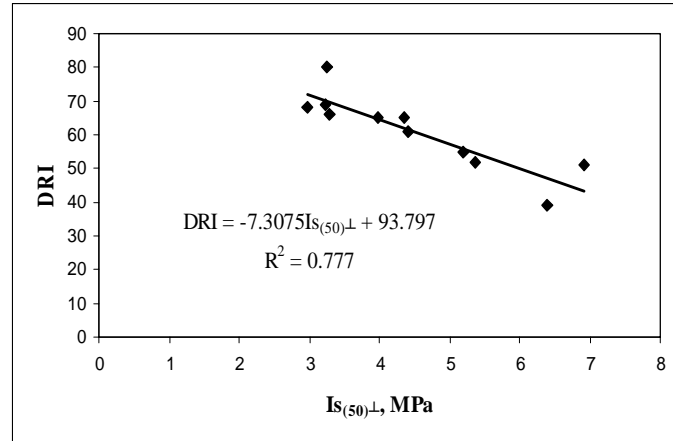
4.1 Nokta Yüklü Dayanım İndeks Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Nokta yükü dayanım indeks deney sonuçları incelendiğinde düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeks deney verilerinin 2.92 ile 6.92 MPa; düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeks deney verilerinin ise 2.22 ile 7.51 MPa arasında değiştiği görülmüştür. Bieniawski (1974)'e göre kayaçların nokta yükü dayanım indeks deney verileri dayanımlarına göre tanımlandıklarında; 5,6,8,10 ve 12 nolu örneklerin orta değerlerinin ise yüksek dayanım sınıfında oldukları saptanmıştır.

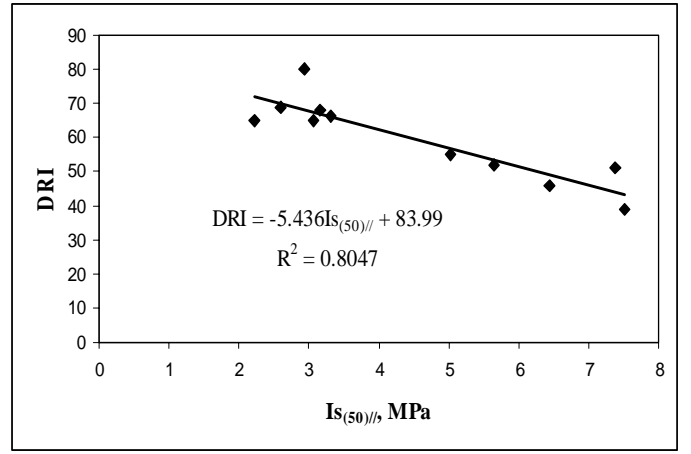
Nokta yükü dayanım anizotropi indeksinin tanımlaması yapıldığında (ISRM 1985); 6,7,8,10,11 ve 12 nolu örneklerin birden büyük oldukları için anizotropik değerlerinin ise yarı anizotropik oldukları belirlenmiştir.

Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile delme oranı indeksi arasında Şekil 6 ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile delme oranı indeksi (DRI) arasında da Şekil 7'deki gibi ilişkiler elde edilmiştir. Her iki durumda da iki büyüklük arasında doğrusal bir ilişki görülmektedir. İlişki katsayıları sırasıyla $R^2=0.78$ ve $R^2 = 0.81$ ' dir.

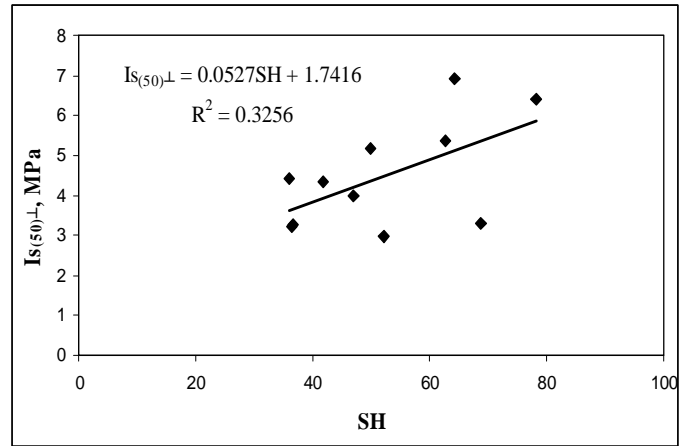
Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile Shore sertlik indeksi (SH) arasında Şekil 8 ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile Shore sertlik indeksi arasında Şekil 9'daki gibi anlamlı bir ilişki elde edilememiştir.



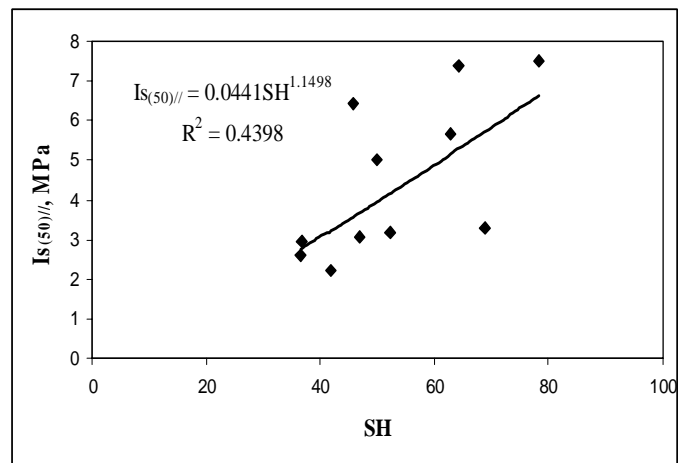
Şekil 6. Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ($I_{s(50)\perp}$) ile DRI arasındaki ilişki.



Şekil 7. Düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksi ($I_{s(50)//}$) ile DRI arasındaki ilişki.



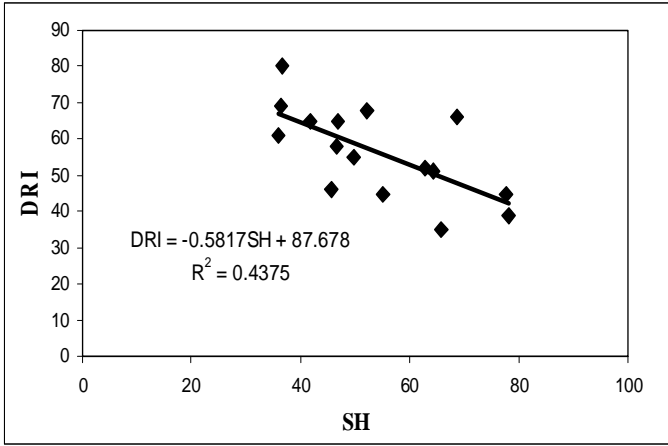
Şekil 8. Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ($I_{s(50)\perp}$) ile SH arasındaki ilişki.



Şekil 9. Düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksi ($I_{s(50)//}$) ile SH arasındaki ilişki.

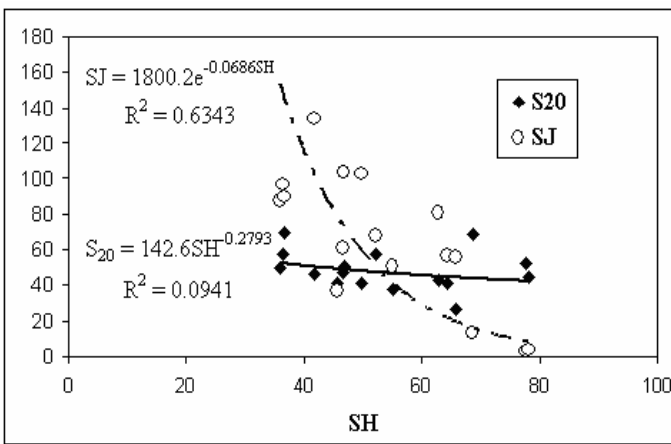
4.2 Shore Sertlik İndeks Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Kayaçların Shore sertlik indeks değerleri ile delme oranı indeksi arasında Şekil 10'daki gibi bir ilişki bulunmuştur. İlişki katsayısı değeri oldukça düşüktür. Buna göre kayaç örneğinin yüzey sertliğinin kayacın delinebilirliğine etkisinin çok az olduğu söylenebilir.



Şekil 10. SH ile DRI arasındaki ilişki.

Sievers minyatür delme (SJ) deney verileri ve kırılma deney verileri (S_{20}) ile Shore sertlik indeksi (SH) değerleri arasında Şekil 11'deki gibi bir ilişki bulunmuştur. Buna göre; kırılma ile sertlik arasında hiçbir ilişki yok iken Sievers minyatür delme deneyi ile sertlik değerleri arasında az da olsa bir ilişki görülmektedir.



Şekil 11. SH ile S_{20} ve SJ arasındaki ilişki.

5 SONUÇLAR

NTNU performans tahmin modeli hem uygulamada hem de literatürde kabul görmüş bir yöntemdir. Bu tahmin modelinde kayacın delinebilirliği baz alınmakta ve dolayısıyla laboratuarda delme oranı indeksi deneyi yapılması gerekmektedir. Bu çalışmada 16 farklı kayacın delme oranı indeksi değerleri ile bazı indeks (Shore sertlik ve nokta yükü dayanım indeksi) deneyleriyle karşılaştırılmıştır. Elde edilen deneysel verilere göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- 1- İncelenen kayaçların Shore sertlik indeksi değerlerinin 35.9 ile 78.25 arasında değiştiği gözlenmiştir.
- 2- Kaya örneklerinin nokta yükü dayanım indeksi deney sonuçlarının; düzeltilmiş eksenlerde 2.92 MPa ile 6.92 MPa düzeltilmiş çapsallarda ise 2.22 MPa ile 7.51 MPa arasında değiştiği görülmektedir.
- 3- 16 adet kayaç örneği üzerinde yapılan kırılma deneyi ve Sievers minyatür delme deneyinden elde edilen sonuçlardan diyagram yardımıyla kayaçların delme oranı indeksi (DRI) değerleri bulunmuştur. Kayaçların delinebilirliklerinin genelde orta ile çok yüksek arasında değiştiği görülmektedir. Sadece, kuvarsit ve alkali granit örneklerinde bu değer çok düşük çıkmıştır.
- 4- Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile delme oranı indeksi arasında $R^2 = 0.777$ ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile delme oranı indeksi (DRI) arasında $R^2 = 0.8047$ gibi doğrusal ilişkiler elde edilmiştir. Buna göre kayacın delinebilirliği ile kayacın dayanımı arasında doğrusal bir ilişkiden söz edilebilir.
- 5- Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile Shore sertlik indeksi (SH) arasında ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile Shore sertlik indeksi arasında anlamlı bir ilişki elde edilememiştir.
- 6- Kayaçların Shore sertlik indeksi değerleri ile delme oranı indeksi arasındaki ilişki katsayı değeri oldukça düşüktür. Buna göre kayaç örneğinin yüzey sertliğinin

kayacın delinebilirliğine etkisinin çok az olduğu söylenebilmektedir.

7- Sievers minyatür delme (SJ) deney verileri ile Shore sertlik indeks değerleri arasında az da olsa bir ilişki görülmektedir. Kırılma deney verileri (S_{20}) ile Shore sertlik indeks değerleri arasında ise hiçbir ilişki bulunamamıştır.

TEŞEKKÜR

Bu bildiri, TÜBİTAK tarafından desteklenen “Mekanik Kazıda Kayaçların Petrografik Özellikleri İle Delinebilirlik ve Aşındırıcılık Özellikleri Arasındaki İlişkilerin İncelenmesi” başlıklı araştırma projesi (proje no: 104M437) kapsamında hazırlanmıştır. Yazar, bu bildirin hazırlanmasında her türlü imkanı sağlayan TÜBİTAK’a, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Rektörlüğü’ne ve Prof. Dr. Bjorn NİLSEN’e (NTNU) ve Filip Dahl’a (SINTEF-Norveç) teşekkürü bir borç bilir

KAYNAKLAR

Bamford, W.E., 1984. Rock test indices are being successfully correlated with tunnel boring machine performance, *In Proceedings, Fifth Australian Tunneling Conference*, pp. 218-221, Sydney.

Bamford, vd., 1987. Notes of the workshop held at Montreal on rock boreability, cuttability and drillability, *International Society for Rock Mechanics*.

Baş, N., 1993. Elektro hidrolik delicilerin delme performansının incelenmesi, *Yüksek Mühendislik Tezi*, HÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Zonguldak Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak, 141 s.

Bieniawski, Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. *J. S. Africa Inst. Mining and Metallurgy*, Vol. 74, pp. 312-320.

Bilgin, N., 1982. Zonguldak kömür havzasındaki formasyonların jeomekanik özelliklerinin burğu davranışlarına etkisi. *Türkiye 3. Kömür Kongresi Bildiriler Kitabı*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, s.95-111, Zonguldak.

Bilgin, N., 1989. *İnşaat ve maden mühendisleri için uygulamalı kazı mekaniği*, Birsan Yayınevi İstanbul, 192 s.

Blindheim, O.T., Grov, E. and Nilsen, B., 2002. The effect of mixed face conditions (MFC) on hard rock TBM performance, *AITES-ITA Word Tunnel Congress*, pp. 24-32, Sydney.

Dahl, F., 2003. *DRI, BWI, CLI Standards*, NTNU, Angleggsdrift, Trondheim, 21 p.

Farmer, I.W. and Glossop, N.H., 1980. Mechanics of disc cutter penetration, *Tunnel and Tunneling*, 12, 6, pp.22-25.

Graham, P.C., 1976. Rock exploration for machine manufactures, *In Proceedings, Symposium on Exploration For Rock Engineering*, pp.173-180, Johannesburg, Rotterdam, Balkema.

Grima, M.A., Bruines, P.A. and Verhoef, P.N.W., 2000. Modeling tunnel boring machine performance by neuron-fuzzy methods, *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 15, Number 3, pp. 259-269.

Innaurato, N., Mancini, R., Rondena, E. and Zaninetti, A., 1991. Forecasting and effective TBM performances in rapid excavation of a tunnel in Italy, *In 7th Int. Congress uber Felsmechanik*, pp. 985-990, Aachen, Deutschland.

ISRM, 1977. Suggested method for determining hardness and abrasiveness of rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 15, pp. 89-97.

ISRM, 1985. Suggested method for determining point load strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 22, No. 2, pp. 51-60.

Kahraman, S. Balci, C. Yazici, S. and Bilgin, N., 2000. Prediction of the penetration rate of rotary blast hole drills using a new drillability index, *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, pp. 729-743.

Kahraman, S., 2002. Correlation of TBM and drilling machine performances with rock brittleness, *Engineering Geology*, 65, pp. 269-283.

McFeat-Smith, I. and Fowell, R.J., 1977. Correlation of rock properties and the cutting performance of tunneling machines, *In Proceedings of a Conference on Rock Engineering*, pp. 581-602, Newcastle upon Tyne.

McFeat-Smith, I. and Tarkoy, P.J., 1979. Assessment of tunnel boring performance, *Tunnels and Tunneling*, pp. 33-37.

Nelson, P.P., 1993. TBM performance analysis with reference to rock properties, *In Comprehensive Rock Engineering, Excavation, Support and Monitoring*, (J.A. Hudson, ed.), Vol. 4, Pergamon Press, Oxford, 849 p.

Nilsen, B. and Özdemir, L., 1993. Hard rock tunnel boring prediction and field performance, Chapter 52, *RETC Conference Proceedings*, June 13-17, pp. 833-852, Boston MA.

Nilsen, B., 2003. Investigation and testing for Norwegian hard rock TBM performance prediction, *Türkiye Yeraltı Kaynaklarının Bugünü ve Geleceği, İTÜ Maden Fakültesi 50. Yıl Sempozyumu Kitabı*, pp. 89-96, İstanbul.

Özdemir, L., Miller, R. And Wang, F.D., 1978. Mechanical tunnel boring prediction and machine design, *Final Project report to NSF APR73-07776-A03.*, Golden, Co., 252 p., Colorado School of Mines, USA.

- Özdemir, L. and Nilsen, B., 1999. Recommended laboratory rock testing for TBM projects, *AUA News* 14:2, pp 21-35.
- Rostami, J. Özdemir, L. and Nilsen, B., 1996. Comparison between CSM and NTH hard rock TBM performance prediction models, *In Proc. 16th Int. ISDT Symposium*, pp. 1-11., Las Vegas, USA.
- Roxborough, F.F. and Phillips, H.R., 1975. Rock excavation by disc cutter, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 12,12, pp. 361-366.
- Roxborough, F.F., 1985. Research in mechanical rock excavation: progress and prospects, *In Proc. Rapid Excavation and Tunneling Conference*, Vol. 1, pp. 225-244, New York, USA.
- Shahriar, K., 1988. *Kayaçların kazılabilirlik ve jeoteknik özelliklerinin kollu galeri açma makinelerinin kazı hızları üzerindeki etkilerinin incelenmesi*, Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 241 s.
- Sapigni, M., Berti, M., Bethaz, E., Busillo, A. And Cardone, G., 2002. TBM performance estimation using rock mass classifications, *Int. J. Rock Mech. & Mining Sciences*, 39, pp. 771-788.
- Sundin, N. And Wanstedt S., 1994. A boreability model for TBM's, *In Proc. First North American Rock Mechanics Symposium*, Austin, TX (Nelson, P:P. And Laubach, S.E., ed.), pp. 311-318, Rotterdam, Balkema.
- Tamrock, 1987. *Handbook of underground drilling*, Tamrock Drills SF-33310 Tampere, Finland, 327 p.
- Tahdanand, S. and Unger, H. F., 1975. *Drillability Determination, A Drillability Index for Percussive Drills*. U. S. B. M., R. I. 8073, 20p.
- Tarkoy, P.J., 1973. Predicting TBM penetration rates in selected rock types, *In Poc. Ninth Canadian Rock Mechanics Symposium*, pp. 116-132, Montreal.

Elektriksel Anizotropi: Jeofizik Modellemesi ve Arazi Ölçümleri ile Araştırılması, Kayaç Kazılabilirliği için İpuçları

Electrical Anisotropy: Geophysical Modeling and Investigation by Field Measurements, Indications for Cuttability of Rock

İlyas Çağlar¹, Vladimir Shevnin², Ümit Avşar¹

¹İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Maslak 34469, İstanbul. Email: caglari@itu.edu.tr

²IMP, Eje Central Norte Lázaro Cárdenas 152, Col. San Bartolo Atepehuacan C.P. 07730, México D.F

ÖZET Kayaç sağlamlığı, dayanım, kırıklık ve anizotropi özelliği parametreleri kayalarda kazılabilirliği etkileyen unsurlardır. Kayaç tanecikleri uzanımlarındaki yönelmeler kayacın sağlamlık, anizotropi ve dilimlenme parametrelerinde önemli farklılıklar oluşturur. Kayaçdaki çatlaklık, basınç, metamorfizma özelliklerinin ortaya koyduğu anizotropiyi arazi ölçümleriyle belirlemek amacıyla jeofizik Elektrik Özdirenç Tekniği (DES) kullanılır. Arazi ölçümlerinin karşılaştırılması amacıyla farklı anizotropi değerleri ve dizilimler için bilgisayar kuramsal modellemeleri yapılarak bu çalışmada yapay veriler hesaplanmıştır. Modellemelerde azimutal sondajın (ABMN-Az) elektrik anizotropiyi daha belirleyici olduğu görüldü. Bunun nedenini araştırmak ve kayacın kolay kazılabilirlik yönünü araştırmak için İstanbul Kozyatağı taşocakları civarındaki karstik kireçtaşları üzerinde azimutal dizilim (ABMN-Az) kullanılarak elektrik özdirenç sondajı yapıldı. Azimutal diagramlara göre derine doğru (>15 metre) kireçtaşı içerisindeki özdirenç belirgin şekilde azaldığı ~120° azimut yönünün kolay kazılabilirlik için en uygun uzanım olduğu yorumu getirildi.

ABSTRACT The rock hardness, strength, fracturing and anisotropy property parameters are the main factors controlling cuttability of the rocks. The orientations of elongated grains cause considerable variations in hardness, anisotropy and layering parameters of the rocks. The geophysical electrical resistivity technique (DES) is used to determine anisotropy resulted by the rock's fracturing, pressure and metamorphism properties by field measurements. In this study, synthetic data are calculated by computer theoretical modelling using various anisotropy values and electrode arrays for comparing with field measurements. In the modelling studies it is seen that azimuthal sounding (ABMN-Az) array sounding was most determined electrical anisotropy. To understand the reason of this effect and to estimate suitable direction for easily cuttability of the rock, we made resistivity sounding using azimuthal dipole array (ABMN-Az) on karstified limestones around Kozyatağı quarry, Istanbul. Based on the azimuthal diagrams, the direction ~120° where apparent resistivity considerably decreased to lower values towards deep levels (>15m) within limestone is interpreted as more suitable extension for easy cuttability.

1 GİRİŞ

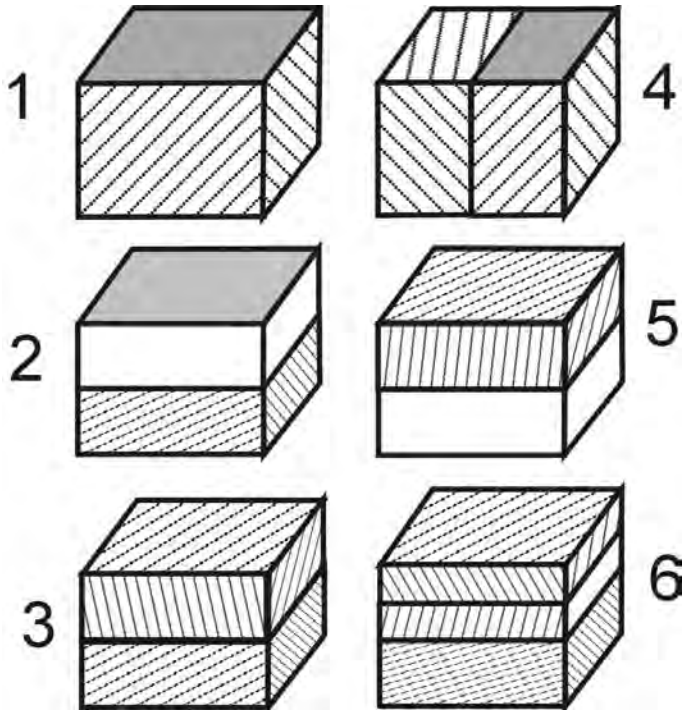
Azimutal elektrik özdirenç ölçümleri çatlaklı kırıklı kayaçlarının tanımlanması ve karakterizasyonu için artan şekilde kullanılmaktadır. Bu araştırmalar sırasında sabit bir merkezi nokta civarında sistematik şekilde değiştirilip arttırılan azimut açısı (kuzeyden sapma) ile belirlenen doğrultularda elektrik özdirenç ölçümleri yapılır. Kayacın eğimli yapısı ve formasyondaki diğer yanal

süreksizliklerden etkilenen azimutal özdirenç değişimleri ile şekillenen rotasyonel sondaj verisinin yorumu gerçekte karmaşıktır. Farklı anizotropi, eğimli katman ve yanal etkilerin açıklanıp yorumlanmasında seçenek olabilecek arazi ölçüm ve veri yorumlama teknikleri geliştirilmiştir (Leonard-Mayer, 1984; Taylor ve Fleming, 1988; Ritzi ve Andolsek, 1992; Skjerna ve Jørgensen, 1993; Hagrey, 1994; Kathryn ve diğ., 1999).

Bu çalışmalarda geliştirilen azimutal öz direnç ölçüm yöntemi elektriksel anizotropi başlıca yönünün ve hidrolik iletimin belirlenmesi amacıyla yönelik olarak Ohm ve Darcy yasaları arasında eşdeğerliliği göz önüne alır. Tipik olarak azimut (kuzeyden olan sapma açısı) değişimlerine bağlı olarak görünür öz dirençte ortaya çıkan farklılıklar anizotropinin (genel olarak kırıklık anizotropisi) göstergesi olarak yorumlanır. Görünür öz dirençteki azimutal değişimler: (1) eğimli dilimlenme varlığı, (2) öz dirençte dereceli bir yanal değişim, (3) bunların herhangi bir beraberliği ile üretilebilir.

2 KAYAÇ ELEKTRİKSEL ANİZOTROPİSİ VE ÖZDİRENÇ

Kayaçlarda gelişen anizotropi türleri Şekil 1 de gösterilmiştir.



Şekil 1. Kayaçlarda anizotropi türleri: 1- Yarısız ortam; 4- Düşey arayüzey; 2- Tekdüze katman ile örtülü anizotropik yarısız ortam; 5- Üstte anizotropik ortam bulunan iki katmanlı yapı; 3- Herbir ortamın gelişigüzel anizotrop olduğu iki katmanlı yapı; 6- Kendi içinde farklı anizotropi özelliğini gösteren bir örtü katmanı bulunduran anizotropik yarısız iki katman yapı modeli.

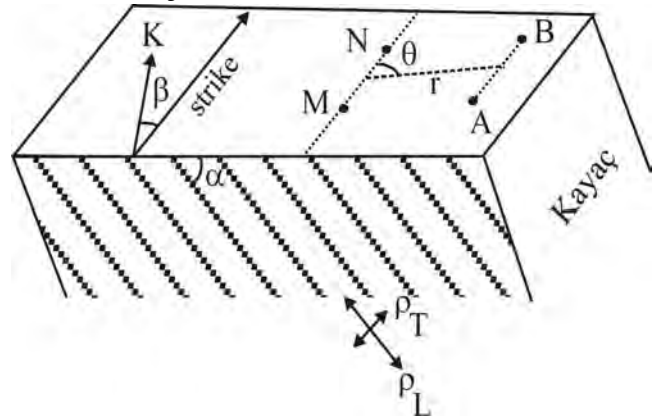
Burada basit olarak verilen anizotropi gelişmesi kayaç içerisinde daha karmaşık

şekilde ortaya çıkabilir. Tabakalanmış yada çatlayıp kırılmış kayaçlar tipik olarak iki boyutlu bir anizotropiyi ortaya koyarlar. Bu durum için elektrik öz direnç tanımı iki değişken parametre ile yapılır. Bunlar: (1) dilimlenme yada kırıklanma düzlemlerine paralel ortam öz direncini karakterize eden ρ_L Boyuna Direnç; (2) dilimlenme düzlemine dik olarak gelişen ortamın öz direncini temsil eden ρ_T Enine Direnç olarak verilir. ρ_L ve ρ_T dirençlerini kullanarak anizotropik yani yön bağımlı kayaçları tanımlayıcı parametreler aşağıdaki iki bağıntı ile verilir.

$$\lambda = \sqrt{\frac{\rho_T}{\rho_L}} \quad (1)$$

$$\rho_M = \sqrt{\rho_T \rho_L}$$

Burada λ anizotropi ve ρ_M ise rms direnci simgelemektedir. Homojen izotropik yani yön bağımsız bir kayaç ortamı için λ parametresi 1 değerine eşittir. Homojen fakat anizotropik (yön bağımsız) bir kayaç ortamı için ρ_T parametresi ρ_L den büyük olduğundan λ nın değeri genellikle 1 ile 2 arasında değişir. Şekil 2 ise kayaç içerisinde gelişen anizotropiyi elektrik öz direnç parametresi cinsinden açıklamaktadır.



Şekil 2. Kayaç içerisinde gelişen anizotropiyi işaret eden öz direnç bileşenleri ρ_T ve ρ_L . Burada K : Kuzeyi, α anizotropi açısını, β dilimlenme uzanım (strike) açısını gösterir. MN gerilim ve AB ise akım dipolünü simgeler. θ açısı ise elektrod diziliminin döndürme açısıdır.

Azimutal öz direnç ölçümleri düşey çatlaklı-kırıklı yada dilimlenmeli formasyon içeren bir jeolojik yapı üzerinde yapıldığında, dizilim formasyonun uzanım (strike) doğrultusuna paralel şekilde döndürülmüş ise ölçülen öz direnç formasyonun ortalama öz direncine eşit olur ve aşağıdaki (2) bağıntısı ile verilir.

$$\rho_a = \rho_M = \lambda \rho_L \quad (2)$$

Dizilim formasyonun uzanım (strike) yönüne dik olarak açıldıysa bu kez ölçülen öz direnç yalnızca ρ_T enine direnç değil ρ_L boyuna dirence eşit olur. Bu durumda (3) bağıntısı geçerlidir.

$$\rho_a = \frac{\rho_M}{\lambda} = \rho_L \quad (3)$$

Bundan dolayı enine öz direnç ρ_{aT} görünür boyuna öz direnç ρ_{aL} den daha azdır. Tersine bir ilişki gerçek dirençler arasında $\rho_T > \rho_L$ ilişkisi ile ortaya çıkar (Şekil 2). Sonuç olarak düşey bir anizotropi durumunda yeryüzeyindeki eşgerilimler formasyon istiflenmesine paralel olarak uzanan elips şekline benzer. Elipsin kısa ve uzun eksen oranları λ değerini verir. Eğimli anizotropi gibi ara durum için eşgerilim çizgileri yine elips şeklinde olup daha az uzanırlar. Bu durumda anizotropi tam olarak karakterize edilmeyecektir (Kunetz, 1966).

Azimutal elektrod dizilimi ve kayaçta gelişen anizotropik öz direnç bileşenleri Şekil 2 de gösterilmiştir. Doğrusal olmayan dipol azimutal diziliminin kullanılması anizotropi için aranan bulguları ortaya koyar. Bu dizilimde θ döndürme açısı küçük değerlerden başlayarak büyük değerlere doğru artacak şekilde çalışmalar yapılır. Oluşan yeni elektrod dizilimi geometrisinde ölçüler alınır.

2.1 Anizotropi Görüntülenmesinde Elektrik Öz direnç Modellemeleri

2.1.1 Dipol elektrod dizilimleri

Elektrik prospeksiyonda akım ve gerilim elektrod çiftlerinin birbirlerine göre çok farklı ve rastgele konumlanmalarına olanak veren dipol dizilimler vardır. Bu dizilim türlerinde akım ve gerilim elektrod çiftleri birer dipol oluşturur. Dipol Elektrod dizilimleri Şekil 3 de verilmiştir. Polar Koordinatlar kullanarak V elektriksel gerilimi genel dipol elektrod dizilimi için

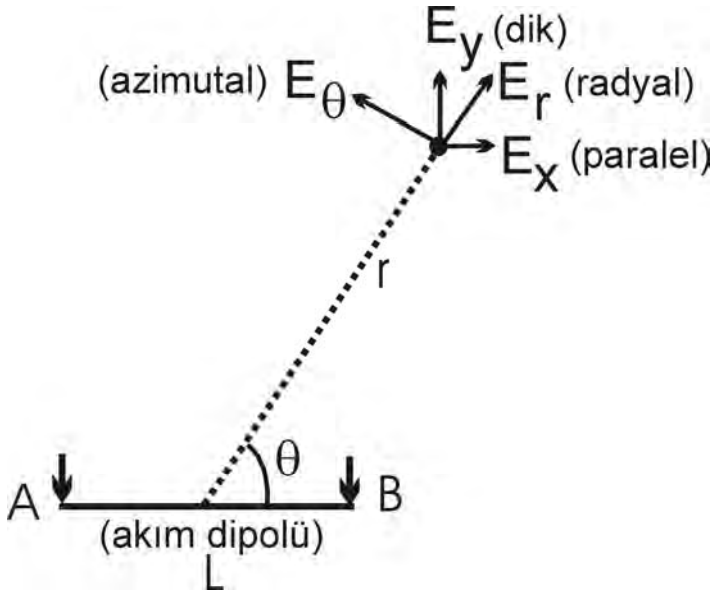
$$V = \frac{\rho IL}{2\pi r^2} \cdot \cos \theta \quad (4)$$

ile gösterilir. Elektriksel anizotropinin ölçülmesinde en doğru yaklaşımı veren ve buradaki çalışmamızın konusunu oluşturan Dipol Azimutal dizilimi için Bunlardan için E-elektrik alanı

$$\begin{aligned} E_\theta &= -\frac{1}{r} \frac{\partial V}{\partial \theta} \\ &= -\frac{I\rho L}{2\pi r^3} \cdot \frac{d}{d\theta} (\cos \theta) \\ &= \frac{I\rho L}{2\pi r^3} \sin \theta \end{aligned} \quad (5)$$

bağıntısı ile yazılır.

Elektrod diziliminde gerilim M ve N elektrodları aracılığı ile ΔV farkı olarak ölçülür. Bu gerilim farkı ile E-elektrik alan arasındaki ilişki ise izlenen bağıntı ile gösterilir.



Şekil 3. Dipol Elektrod dizilim türleri. A-B akım elektrodlarına göre M-N gerilim elektrodlarının (heriki çift de birer dipoldür) konumları dizilim türlerinin oluşmasını sağlar.

$$E_{\theta} = \frac{\Delta V}{L} \quad (6)$$

ve buradan da

$$\Delta V = L \cdot E_{\theta} \quad (7)$$

olur.

Genel olarak akım dipolünden verilen akım ve yer içinde oluşan gerilim ölçülmesi ile geçerli elektrod dizilim katsayısı kullanılarak görünür öz direnç

$$\rho_a = K_{\theta} \cdot \frac{\Delta V}{I} \quad (8)$$

bağıntısından hesaplanır. Böylece dipol azimutal (DA) dizilim için katsayı

$$K_{\theta} = \frac{2\pi \cdot r^3}{L^2 \cdot \sin \theta} \quad (9)$$

olarak bulunur. Yukarıda verilen ΔV (gerilim farkı) ve I (akım-miliamper olarak) parametreleri arazi çalışması sırasında ölçülen büyüklüklerdir.

2.1.2 Anizotropide dizilimlerin etkisi

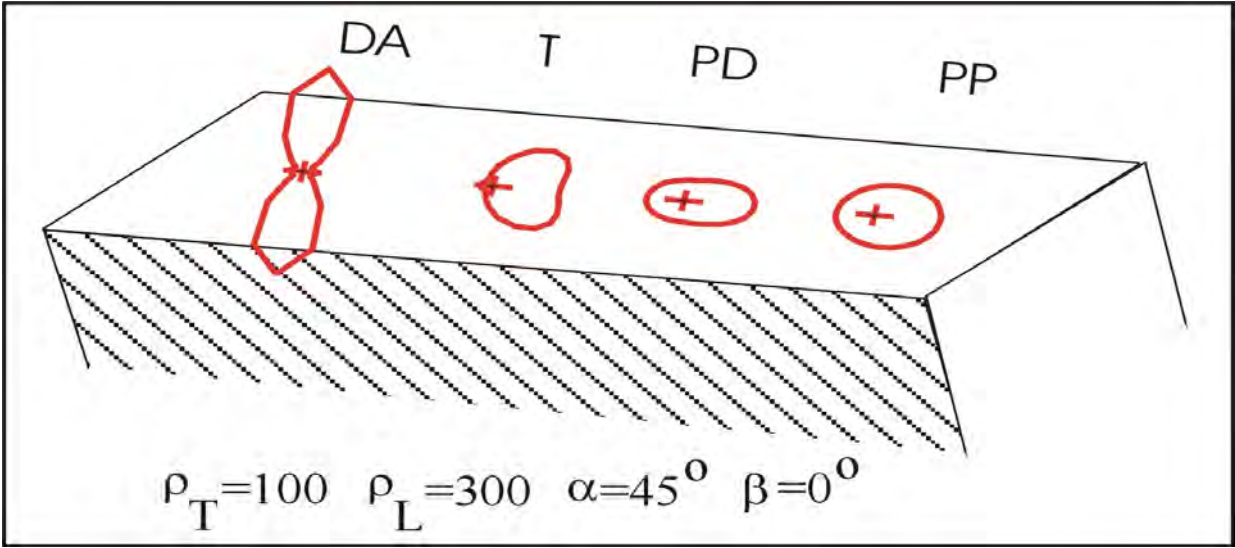
Elektrik Anizotropi görüntülemesi için yapılan modellemelerde anizotropik yarısonsuz bir model, iki izotropik yada anizotropik kayacı birbirinden ayıran düşey arayüzey, izotropik bir katman tarafından örtülü anizotropik yarısonsuz kayaç ortamları ele alınmıştır. Anizotropik yarısonsuz bir kayaç modeli üzerinde Dipol Azimutal (DA), T-dizilimi, pol-dipol (PD) ve dipol-dipol (DD) dizilimleri için polar diagramlar Anis_Pack yazılımı ile (Bolshakov ve diğ., 1997) hesaplanmıştır.

Burada anizotropi parametreleri olan α , β , ρ_T ve ρ_L büyüklükleri yani kayaç model değerleri herbir dizilim durumu için aynı alınmıştır. Yapılan hesaplamalarda elde edilen diagramlar ile sözü edilen parametre değerleri Şekil 4 de gösterilmiştir.

Bu şekilden de izlendiği gibi Dipol Azimutal dizilimi hesaplanan polar diagram diğer dizilimlere göre daha belirgin tipik bir görünüm verir. Dipol azimutal diziliminin kullanılması anizotropinin değişimine ilişkin karakteristik farklılıklar vermektedir. Bu dizilimde θ döndürme açısı küçük değerlerden başlayarak büyük değerlere doğru artacak şekilde çalışmalar yapılır. Oluşan yeni elektrod dizilimi geometrisinde ölçüler alınır.

2.1.3 Anizotropik tek tabakalı ortam

En yüksek duyarlılığı gösterdiği için Dipol Azimutal (DA) elektrod dizilimi bundan sonraki modellemelerde kullanılarak bu kez α anizotropi açısının değişimine göre hesaplamalar yapılmıştır. Modellerde α nın



Şekil 4. Farklı dizilimler kullanılarak Anizotropik bir kayaç ortamının jeofizik modellenmesinden elde edilen polar diagramlar. $\rho_T=100$ ve $\rho_L=300$.

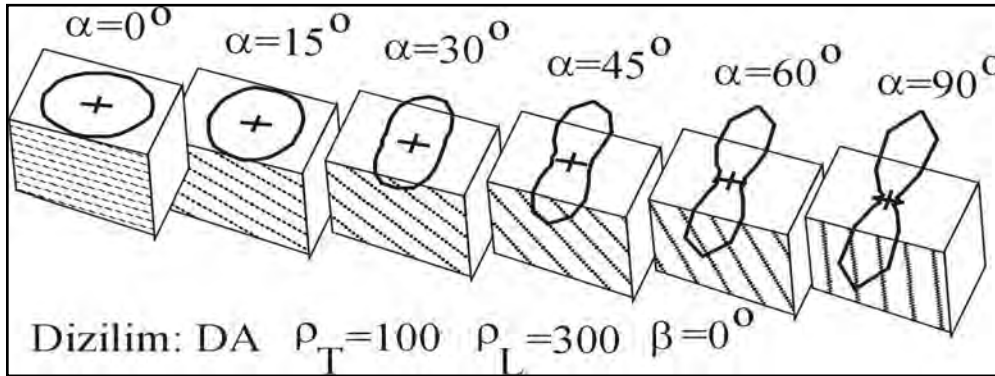
farklı değerleri ile simgelenen anizotropi özelliği DA dizilimi için değişim görünümlerdeki polar diagramları vermektedir.

Anizotropi parametresi olan α değerinin artışına bağlı olarak polar diagram çemberden elipse ve daha ileri aşamada ise uzayan bir elips görüntüsünü sergilemektedir (Şekil 5).

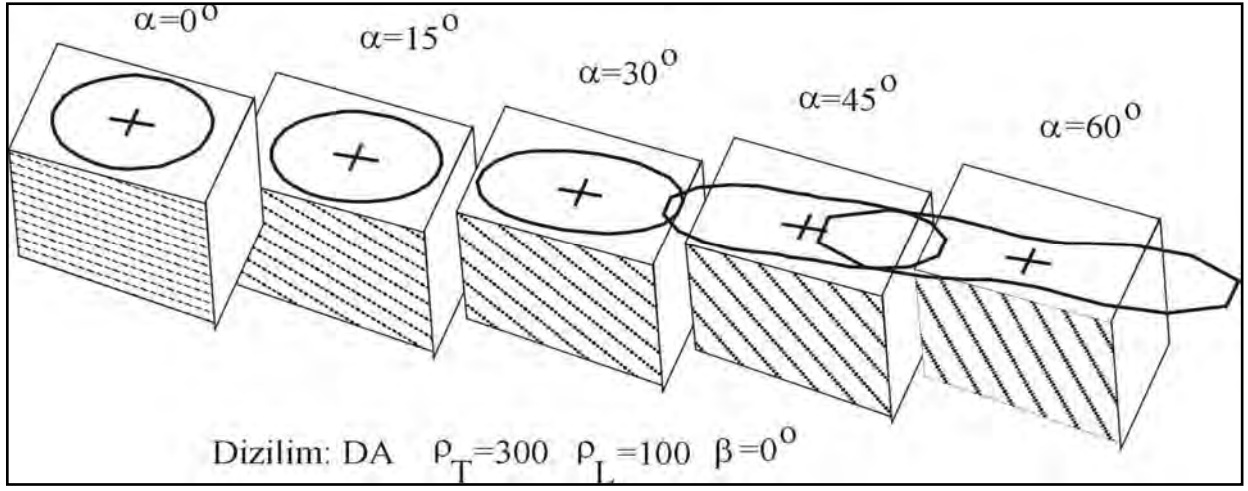
Yeni bir hesaplama için bu kez $\rho_T=300$ ve $\rho_L=100$ olarak alınmış α yine artan şekilde değiştirilmiştir. Modelleme görüntüleri Şekil 6 de verilmiştir.

Küçük α değerleri daha düşük bir anizotropiyi yansıtır. Bu durumda çembere daha yakın olan görünüm, artan α değerleri için elips şekline dönüşmektedir.

Tüm durumlarda polar elipslerin uzun eksenleri akım akışının daha egemen olduğu yönde uzanım göstermiştir. Elipslerin kısa eksenleri düşük akım akış yönü ile ilgilidir. İyi derecedeki iletkenlik bir bakıma kayacın daha etkili şekilde kırıklı ve çatlaklı yani dayanımsızlığı işaret eder.



Şekil 5. Dipol Azimutal (DA) dizilimi kullanılarak anizotropik bir kayaç ortamının jeofizik modellenmesinden elde edilen farklı α değerleri için polar diagramlar. $\rho_T=100$ ve $\rho_L=300$.



Şekil 6. Dipol Azimutal (DA) dizilimi kullanılarak anizotropik bir kayaç ortamının jeofizik modellenmesinden elde edilen farklı α değerleri için polar diagramlar. $\rho_T=300$ ve $\rho_L=100$.

Şekil 5 ve Şekil 6 da verilen modelleme sonuçları kayacın dayanımsız özellik gösterdiği doğrultunun polar elipslerin eksenleri ile tanımlandığını ortaya koyar. Her iki şekildeki hesaplamalarda $\beta=0$ olarak ele alınmıştır.

2.1.4 Alttaki katmanı anizotropik iki tabakalı model

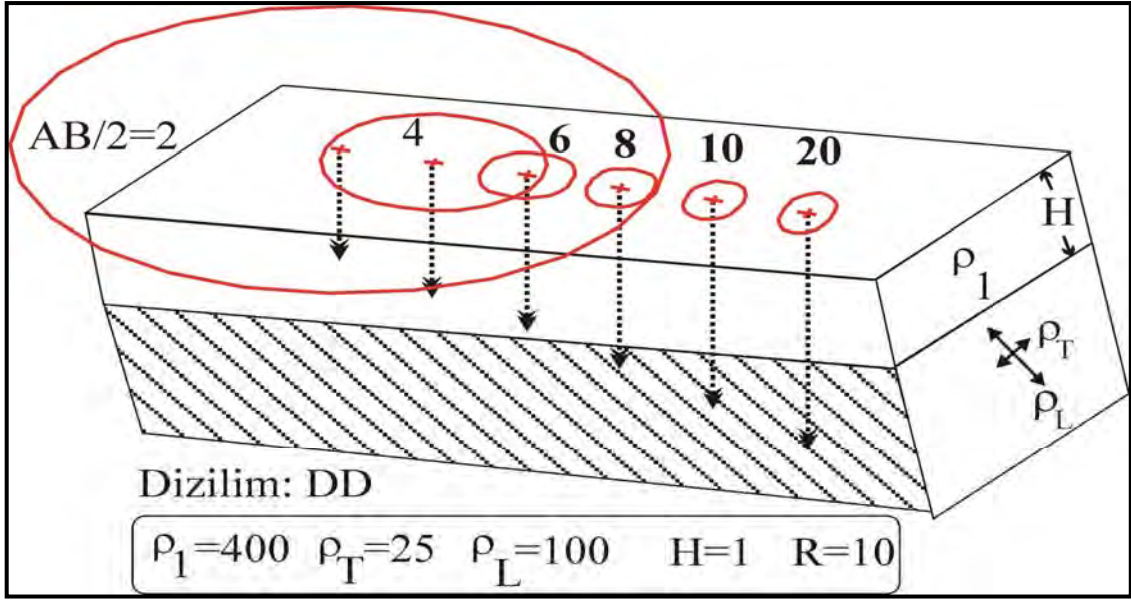
İki tabakalı bir yer modeli ele alınarak dipol dipol (DD) ve azimutal dipol (DA) dizilimleri için modellemeler yeniden yapılmıştır. İki tabakalı yer modelinde ilk tabaka (örtü tabakası) homojen ve izotrop olarak varsayılmış ρ_1 öz direnci 100 ohm-m ve kalınlığı $H=1$ şeklinde hesaplamalarda kullanılmıştır. $R=AB/MN=10$ değeri sabit kabul edilerek $AB/2$ değeri 2-20 m arasında modellemelerde değiştirilmiştir.

Dipol dipol (DD) için yapılan hesaplamalarda polar diagramlar artan $AB/2$ aralığı için çok belirgin değişimleri ortaya koymamıştır (Şekil 7).

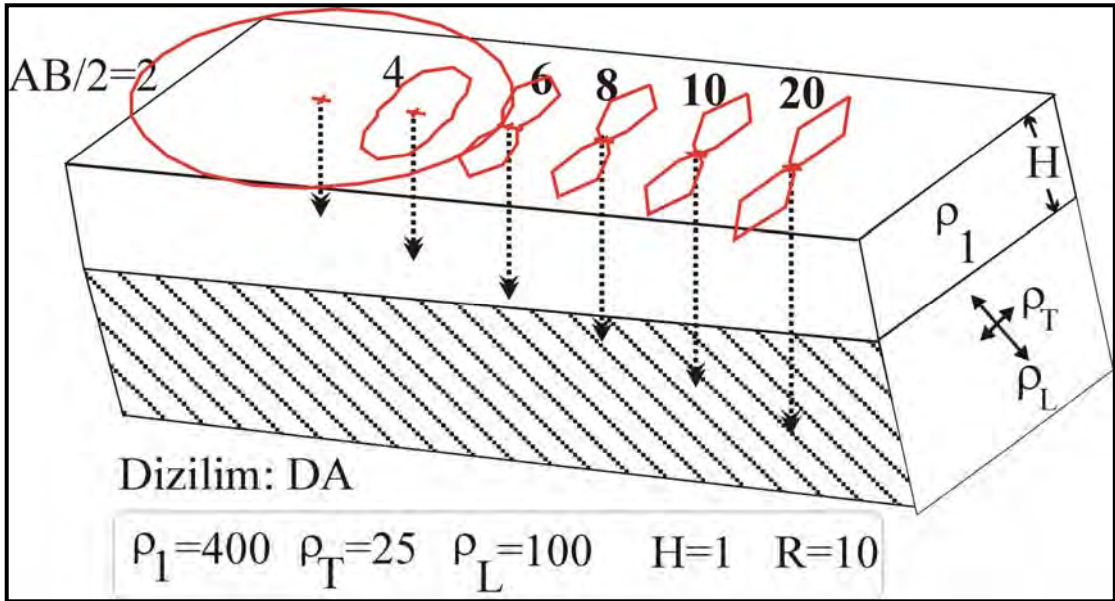
Artan $AB/2$ aralıkları için araştırma derinliği Şekil 7 de ok işaretleri ile verilmiştir. Buradaki ok ucu $AB/2$ aralığı için gerilimin ölçüldüğü derinliği göreceli olarak vermektedir.

Düşük $AB/2$ aralıkları için homojen katmandan bilgi alındığından polar diagram çembersel bir görünüm içermektedir. Artan $AB/2$ aralığı için giderek anizotropik ortamın etkisi ölçümlerde etkin olacağı bilinmektedir. Büyük $AB/2$ değerlerinde polarizasyon elipsinin uzun eksenini öz direncin düşük olduğu doğrultuya yönelim göstermektedir.

Elektriksel anizotropiyi tanımlayan ρ_T ve ρ_L öz direnç değerleri şekil içerisinde altta gösterilmiştir. Bu yer modeli ve parametreleri aynı kalacak şekilde yeni modelleme bu kez Dipol Azimutal (DA) dizilimi için gerçekleştirilmiştir. Elde edilen polar diagramlar Şekil 8 de gösterilmiştir. Şekil 7 da ele alınan $AB/2$ aralıkları bu modellemede aynen kullanılmıştır.



Şekil 7. İzotrop ve homojen örtü tabakası altında anizotrop kayaç ortamı ile tanımlanmış iki tabakalı model üzerindeki Dipol Dipol (DD) dizilimi için hesaplanan polar diagramları. $\alpha=45^\circ$ olarak alınmıştır.



Şekil 8. Homojen ve izotrop örtü tabakası altında anizotrop kayaç ortamı ile tanımlanmış iki tabakalı model üzerindeki Dipol Azimutal (DA) dizilimi için hesaplanan polar diagramları. $\alpha=45^\circ$ olarak alınmıştır.

Şekil 8 nin incelenmesine göre küçük araştırma derinliklerinde çembersel bir görünüm veren polar diagramlar elektriksel akımın anizotropik kayaç ortamında akışına bağlı olarak belirgin şekilde elips biçimine dönüşüp iletkenlik yönünü dipol dipol dizilimine göre daha iyi işaret etmektedir.

Modellemelerde doğrusal elektrod dizilimleri anizotropik bir ortam için görüntülenmiş elipsin eksen uzunluk oranları λ değerine eşit olurken dipol azimutal (DA) dizilimi için yapılan modellemede elipsin eksen oranları λ^5 büyüklüğünü ortaya koyarak anizotropiyi daha belirgin olarak görüntülemektedir.

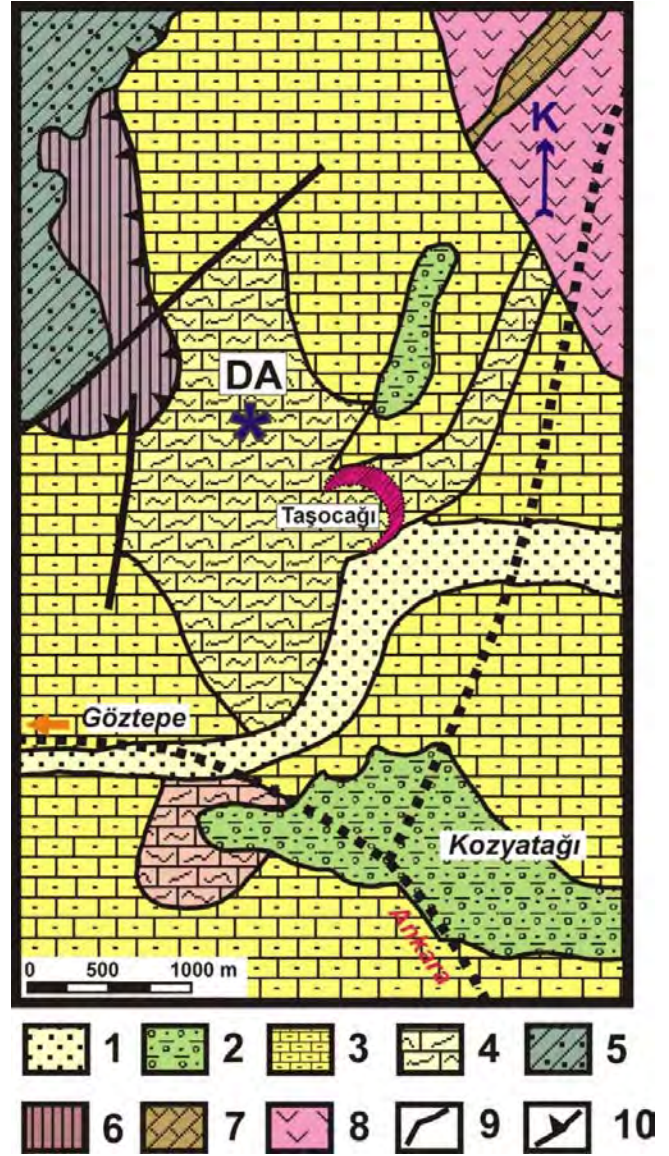
3 KOZYATAĞI ARAZİ UYGULAMASI

Azimutal öz direnç ölçüm sonuçlarının polar diagramlar olarak görüntülenmesi yapılarak anizotropinin geliştiği doğrultular incelendiği bilinmektedir (Matias, 2002). Polar diagramlar bir elips görünümünü ortaya koyarsa düzenli bir anizotropinin varlığından söz edilir.

İstanbul Kozyatağı civarındaki bir taş ocağı yakınında dipol azimutal dizilimi kullanılarak elektrik öz direnç sondajları yapılmıştır. Kireçtaşlarının egemen olduğu ve yüzeylenme yaptığı çalışma sahasında (Şekil 9) karstik ortam içerisinde bulunan ocağa ek olarak yeni bir taş ocağının açılması planlanmıştır. Ocağın açılması ile ilgili olarak en iyi kazma ve hafriyat işlemlerinin hazırlıklarına katkı sağlamak amacıyla kayaç anizotropisinin araştırılmasında jeofizik çalışmalar gerçekleştirildi.

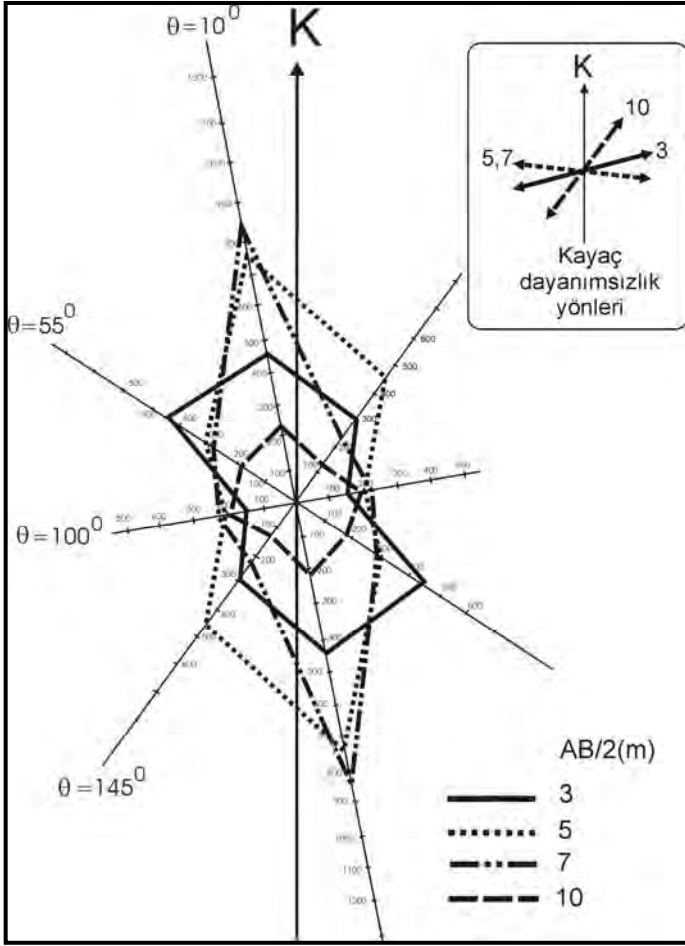
Arazi çalışmalarının ilk aşamalarında Kuzey doğrultusundan başlayarak 10^0 , 55^0 , 100^0 ve 145^0 azimutal yöndeki profiller öncelikle hazırlanmıştır. Bu dizilimde θ döndürme açısı küçük değerlerden başlayarak büyük değerlere doğru artacak şekilde çalışmalar yapılır. Oluşan yeni elektrod dizilimi geometrisinde ölçüler alınmıştır.

Böylece $AB/2=3-30$ metre arasında belirlenen sistematik aralıklar ve r-açıklıkları (Şekil 1) kullanılarak bu 4 profilde ayrı ayrı düşey elektrik sondaj (DES) ölçümleri DA dizilimi ile yapılmıştır.

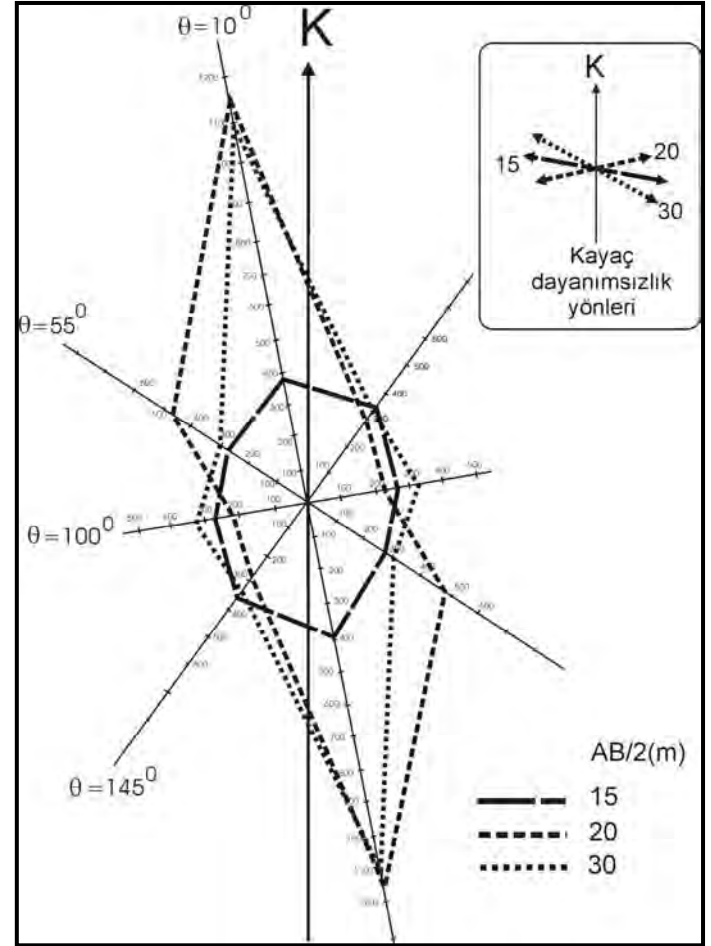


Şekil 9. Kozyatağı çalışma sahası ve jeolojisi. 1=Güncel alüvyon, 2=Çakıl-kum-silt, 3=Şeylli kireçtaşı, 4=Karstik kireçtaşı, 5=Kumtaşı, 6=Kuvarsit, 7=Y. Kireçtaşı, 8=Arkozlu birim, 9=Fay, 10=Bindirme, DA=Dipol Azimutal öz direnç ölçüm merkezi.

Yüksek akım yoğunluğu ile yapılan bu ölçümlerde derinlere doğru devam eden kalın karstik kireçtaşı içerisinde egemen olan karstifikasyon elektrik anizotropi parametreleri cinsinden araştırılmıştır.



Şekil 10. Kozyatağı sahasında $AB/2= 3, 5, 7$ ve 10 metre aralıkları için elde edilen dipol azimutal özdirenç polar diagramları ve karstik kireçtaşı dayanımsız (aşırı karstifikasyon) uzanım yönleri.



Şekil 11. Kozyatağı sahasında $AB/2= 15, 20$ ve 30 metre aralıkları için elde edilen dipol azimutal özdirenç polar diagramları ve karstik kireçtaşı dayanımsız (aşırı karstifikasyon) uzanım yönleri.

Yapılan ölçümlerden $AB/2=3, 5, 7$ ve 10 metre açıklıkları için çizilmiş polar diagramlar ve yorumlanan kayaç dayanımsızlık uzanımları Şekil 10 da görüntülenmiştir. Şekil 11 ise $AB/2= 15, 20$ ve 30 metre açıklıkları için elde edilen polar diagramları vermektedir. Her iki şekilden de izlendiği üzere Kozyatağı sahasındaki karstik kireçtaşıdaki dayanımsız yani kazmaya ve daha elverişli uzanımlar yaklaşık doğu batı yönünde gelişmektedir.

4 SONUÇ

Kayaçlarda karstifikasyon, alterasyon ve bozuşma gibi oluşumların meydana getirdiği anizotropinin yeryüzünden yapılan jeofizik ölçümler ile araştırılıp ortaya konulması dipol azimutal özdirenç tekniği ile olası görülmektedir. Gerek modelleme çalışmaları ve gerekse arazi çalışmaları ile verilen sonuçlardan sözü edilen anizotropi bulguları belirgin olarak tanımlanabilmiştir. Bu alanda dipol azimutal dizilim gözardı edilemeyen bir üstünlüğe sahiptir.

KAYNAKLAR

- Bolshakov, D.K., Modin, I.N., Pervago, E.V., Shevnin, V.A., 1997. The new approach to the analysis of the azimuthal resistivity data over anisotropic media. EAGE 59th Conference, Geneva, P139.
- Hagrey, S. A. al, 1994. Electric study of fracture anisotropy at Falkenberg, Germany: *Geophysics*, 59, 881–888.
- Kathryn A. Watson, Barker, R.D., 1999. Differentiating anisotropy and lateral effects using azimuthal resistivity offset Wenner soundings, *Geophysics* 64, 739–745.
- Kunetz, G., 1966. Principles of direct current resistivity prospecting: Geopublication Associates.
- Leonard-Mayer, P., 1984. A surface resistivity method for measuring hydrologic characteristics of jointed formations, U.S. Bur. Mines Report of Investigations 8901.
- Matias, S. M. J., 2002. Square array anisotropy measurements and resistivity sounding interpretation, *Journal of Applied Geophysics* 49, 185–194.
- Ritzi, R.W., Andolsek, R. H., 1992. Relation between anisotropic transmissivity and azimuthal resistivity surveys in shallow fractured, carbonate flow systems: *GroundWater* 30, 774–780.
- Taylor, R.W., Fleming, A. H., 1988. Characterising jointed systems by azimuthal resistivity surveys: *GroundWater* 26, 464–474.

Mont Cenis Tunnel Modification Project – Lowering of Tunnel Invert with SANDVIK Tunnel Miner MT620

Uwe Restner, Josef Pichler

SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H., Zeltweg, Austria

ABSTRACT The Mont Cenis Tunnel was the first trans-Alpine tunnel and had its breakthrough on 26 December 1870. The excavation of the 12,233.5m long railway tunnel took 13 years and presents a part of history in tunnelling. Now, nearly 150 years later since the beginning of the tunnel excavation the tunnel has to be adapted to the requirements of the European Union on today's railway traffic. The tunnel height is too small for the new European standard concerning clearance of railway tunnels. Thus, the profile has to be enlarged by lowering the invert of the tunnel to a deeper level.

The old tunnel lining reacts very sensitive to any vibrations, so blasting and the use of hydraulic hammers bear high risk damaging the existing lining. This was the point when SANDVIK Mining and Construction presented the possibility to use a roadheader for mechanical excavation of the tunnel invert in 2001.

1 INTRODUCTION

1.1 History

The Mont Cenis Tunnel was the first trans-Alpine tunnel and had its breakthrough at 17.20 on 26 December 1870. The excavation of the 12,233.5 m long railway tunnel took 13 years of almost non-stop work and presents a part of history in tunnelling. The official opening of the tunnel to traffic took place on 17 September 1871. The conception of the tunnel already started in 1838 and it took quite a long period to realisation in 1857, when the work on site started on 18 August at the northern portal in the presence of King Victor Emmanuel II and Prince Napoleon. At the southern portal tunnelling began on 4 November.

The Mont Cenis Tunnel underpasses the Alps and connects from north to south Modane in France with Bardonecchia in Italy. The tunnel was promoted as a symbol of Italian nationality and financed by the

Sardinian government controlling the whole region at this ancient time.

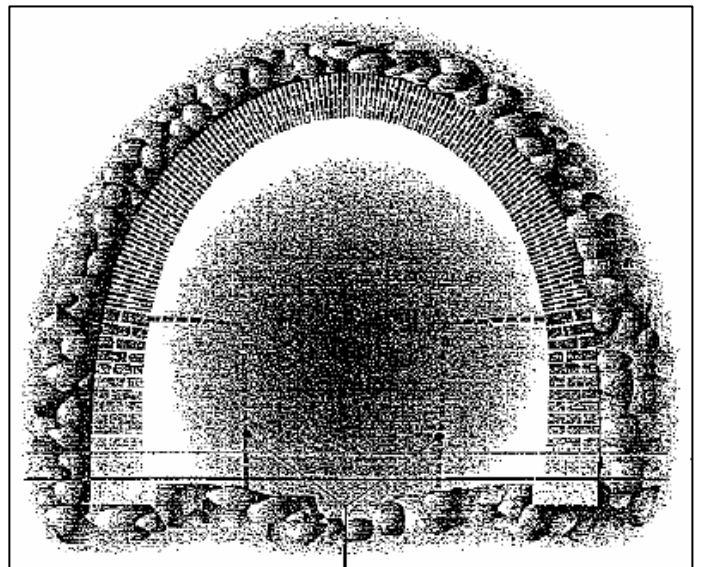


Figure 1. Sketch of old tunnel profile and lining.

Now, nearly 150 years later since the beginning of the tunnel excavation the tunnel has to be adapted to the requirements of the

European Union on today's railway traffic. The tunnel height is too small for the new European standard concerning clearance of railway tunnels.

Thus, either the profile had to be enlarged in the top section of the tunnel or the invert of the tunnel had to be lowered to a deeper level. Finally, the decision was made for the second option. But now the discussions started how to do it. The old tunnel lining (see Figure 1), made of masonry and bricks, reacts very sensitive to any vibrations, so blasting and the use of hydraulic hammers bear high risk damaging the existing lining. Additionally, it was not allowed to touch the sensitive lining by any uncontrolled actions of excavation.

1.2 Project Approach

In 2001 SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H., Zeltweg (former VOEST-ALPINE Bergtechnik Ges.m.b.H.) got into contact with the project and presented the possibility to use a roadheader for mechanical excavation of the tunnel invert. This was a major step in the project comparable with the introduction of pneumatic drills in 1861 at the Bardonecchia portal and in 1863 at the Modane portal of the Mont Cenis tunnel, if we go back in history. With this former revolutionary improvement it was possible to speed up tunnel excavation significantly. In 1870 the progress using pneumatic drills was 3.6 times the best year (1858) using manual drills. Until 1861, an average advance of 0.56 m/day was achieved by using manual drills. By using a roadheader for mechanical excavation of the tunnel invert (see Figure 2) also much higher advance rates can be expected than by applying the drill & blast method or by using hydraulic hammers.

The first step into the project was to collect as much geological and geotechnical information as possible to make a feasibility study for roadheader application. But already at this stage of the project some serious problems occurred. On one hand the historic information of the old tunnel excavation was missing and on the other hand it was very difficult to get some representative rock

samples from the tunnel invert, because it was very difficult to identify sampling points due to the lining of the tunnel and the thick dust layers on the tunnel walls and the tunnel also had to be kept open for traffic.

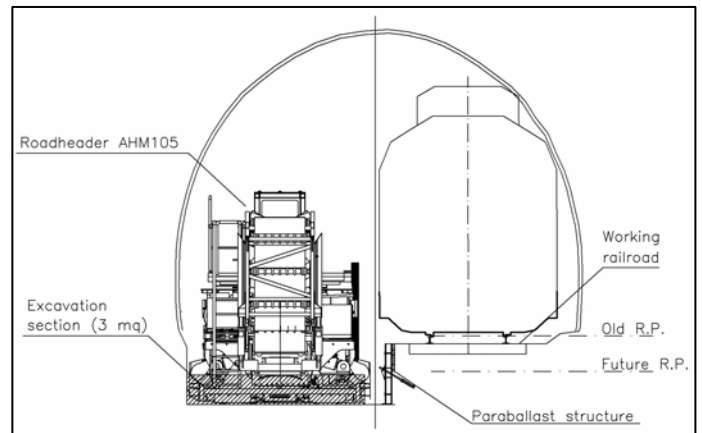


Figure 2. Sketch of tunnel modification.

2 ROCK SAMPLING AND DATA EVALUATION

First of all a sampling program had to be developed. The program started with a drive through the tunnel and based on a rough idea about the different geological sections the sampling points on the tunnel invert were identified and fixed. The project itself started on the Italian side of the tunnel, so this paper especially focuses on the data of this part of the Mont Cenis Tunnel.

The rock mass on the Italian side was described as follows: The geology consists of a sequence of metamorphic schists and partly of talcum-bearing crystalline limestones. The rocks are of fine-schistose structure, with graphite on the schistosity planes. The rock mass structure in the cutting area should be highly fractured due to the blasting during the former tunnel excavation. As usual in crystalline schists a frequent occurrence of quartz lenses has to be expected. The Italian side of the tunnel makes about 6 km.

Just for complementation, the geology on the French side of the tunnel is continued by the same geology like on the Italian side for 3 km, then there appear around 0.5 km of compact limestone and dolomite with some gypsum interlayers, followed by about 0.5 km

of quartzite and the rest of the tunnel length (~2 km) consists of a sequence of rocks of Carbon age, formed by sandstone with anthracite seams.

2.1 Rock Testing

After the drill core samples arrived at the SANDVIK Mining and Construction's rock testing laboratory in Zeltweg/Austria, they were visually inspected and subjected to specimen preparation. The target of specimen preparation was to get a representative number of test specimens (5 specimens per rock sample and test) for uniaxial (unconfined) compressive strength (UCS), Brazilian (uniaxial) tensile strength (BTS) and CERCHAR abrasivity index (CAI) testing. For specimen preparation, the drill cores were cut using a petroleum-cooled cutting machine to obtain cylindrical specimens with a suitable length for UCS and BTS testing. Finally, the specimens for the UCS tests were grinded using a petroleum-cooled grinding machine to obtain cylindrical specimens with absolutely parallel planes. The reason for the application of petroleum as cooling medium is to avoid any kind of sample alteration due to the affect of water flow. Specimens with a height to diameter ratio of 1 (see Figure 3) were prepared for UCS testing and specimens with a height to diameter ratio of 0.5 for BTS testing.

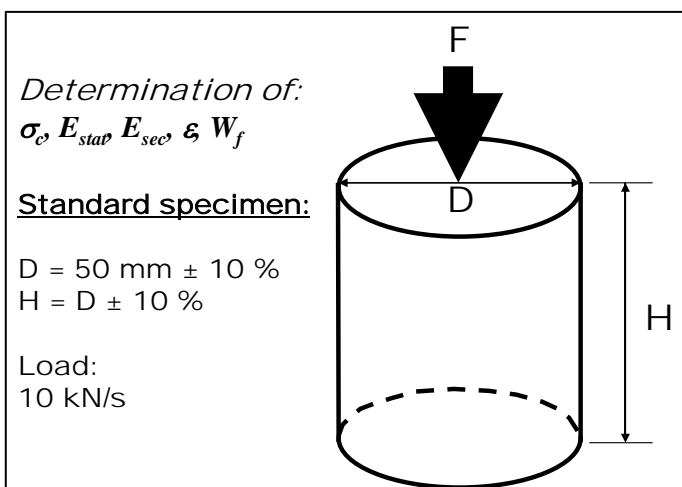


Figure 3. Standard specimen for UCS testing with regard to cuttability assessment.

The loading rate for the UCS and BTS tests was 10 kN/s. The CAI tests were performed on surfaces of natural roughness, commonly on the freshly broken surfaces of the BTS test specimens, using an original CERCHAR testing apparatus and test pick with a Rockwell hardness of HRC=54-56. Further mechanical rock parameters as Young's modulus, Secant modulus, linear strain and fracture energy were derived from the load-deformation-graph of the UCS tests and even used to characterize rock mechanical behaviour with regard to the cutting process. The ratio of UCS to BTS is used as a measure for the evaluation of rock toughness and generally applied for all rock types with a specific fracture energy below 0.25 Nm/MPa or rock types with brittle fracturing behaviour. The specific fracture energy – the ration of W_f to UCS – is used as an additional factor for the evaluation of rock cutting behaviour and is also compared with the ratio of UCS to BTS to identify any irregularities in rock fracturing characteristics. W_f is represented by the area under the load-deformation-curve of the UCS test, limited by the point of fracture or maximum load. A check of the load-deformation-graph of the UCS test also gives a quick survey of the general mechanical behaviour of a rock sample.

Additionally, there were also given some rock parameters in the tender documents provided by GEODATA (Societa' di Geoingegneria spa, Torino/Italy). These data were used to identify the expected UCS ranges of the different rock types and geological formations of the Mont Cenis Tunnel. The UCS data of GEODATA came from H:D=2:1 samples and were also of a different diameter compared to the rock samples tested at SANDVIK Mining and Construction. So, the test results were not absolutely comparable.

2.1.1 Influence of specimen geometry

The main reason for the use of specimens with $H/D \geq 2$ is that a pure uniaxial compressive stress field within the specimen demands a minimum H/D ratio of 2. At lower

ratios there will remain an influence of contact pressure between the specimen's surface and the plates of the testing machine. Thus, there may be some three axial state of stress in this zone. Consequently, $H/D \geq 2$ is claimed to bring the only correct results from a scientific point of view. Nevertheless, actual rock testing standards and recommendations in certain countries (ÖNorm B 3124, Part 1 or DIN EN 1926) admit the use of specimens with $H/D=1$ in certain cases (mainly for practical reasons, because at a defined volume of sample a larger number of specimens can be prepared).

With regard to rock cutting it could be found that there always remains a certain influence of non uniaxial stress under the pick and consequently UCS results from specimens with $H/D=1$ describe the real cutting behaviour of rocks much better than specimens with a $H/D \geq 2$. But there also exists another significant influence of specimen geometry on UCS test results. This influence must be deemed even more important in practical rock testing. With an increasing H/D ratio or generally with an increasing size of the specimen the probability of "defects" inherent in the specimen is higher. These defects must not be visible on the outer diameter of the specimen, but they can reduce the maximum force at the point of failure significantly. Obviously, this effect results in lower UCS values. Such defects may be micro fissures, larger pores, inclusions of larger grains, etc. Mainly in sedimentary rocks the effect of softer interbeddings (even if they are very thin) can result in a significant reduction of UCS with increasing H/D ratio. With regard to the cutting process and to cuttability assessment there is another important fact concerning specimen defects, which has to be mentioned. Most of the above mentioned defects get activated only at lower loading rates like they are used in rock testing machines, but not at the high loading rates under a cutting tool. So, with reduced H/D ratio the influence of these defects cannot be totally avoided, but certainly reduced.

2.1.2 Loading rate

The second difference to common standards is the loading rate of 10 kN/s used at SANDVIK Mining and Construction's rock testing laboratory, which is a little bit higher than the loading rate proposed by the common standards. This is more or less due to practical reasons. If very weak and ductile materials like rock salt or other evaporates are tested, a lower loading rate does not result in a significant failure of the specimen and thus the UCS of such a material can hardly be measured. To be comparable to any other rock materials, the loading rate is always kept the same. If we also have a look at the loading rate in the cutting process, there occur much higher loading rates than applied in a standard UCS test. Tests at SANDVIK Mining and Construction's cutting test rig showed that the loading rate under a pick is usually in a range of 800 to 1200 MPa/s. So, using the higher loading rate of 10 kN/s (according to the specimen geometry about 5 MPa/s) in the UCS test should not make any difficulties in rock cuttability assessment.

2.2 Rock Test Results

The rock test results, especially the UCS and CAI values, measured at SANDVIK Mining and Construction rock testing laboratory showed some significant variation (see Table 1). For the assessment of expected net cutting rate and specific pick consumption it was necessary to come to representative average UCS and CAI values for the calcareous schist formation on the Italian side of the Mont Cenis tunnel. So, the UCS and CAI values coming from GEODATA were used for statistic analysis. The UCS and CAI range for each section of the tunnel was identified and the average UCS and CAI values for each tunnel section were calculated. These values describe the expected range of UCS and CAI within each tunnel section. Then the average UCS and CAI values measured at SANDVIK Mining and Construction's rock testing laboratory were corrected by these average values of GEODATA. So, finally the average UCS was defined at 65 MPa and the average CAI at 1.6. By this way the variation was

minimized and also some operational risk referring to operation conditions was considered.

Table 1. Summary of rock test results.

Rock Type	UCS [MPa]		UCS:BTS	CAI []	
	GEO	SAN		GEO	SAN
Calcareous schist	72,50	93,19	11	1,80	0,93
Calcareous schist with quartz and calcite layers, slightly graphitic	72,50	41,17	10	1,80	2,32
Calcareous schist, highly graphitic	72,50	50,82	10	1,80	1,22
Calcareous schist, highly graphitic	72,50	71,62	25	1,80	1,42
Calcareous schist, highly graphitic	72,50	31,88	5	1,80	1,14
GEO Values from GEODATA					
SAN Values from SANDVIK Mining and Construction					

3 OPERATING DATA ASSESSMENT

Based on the corrected rock test results the net cutting rate (NCR), the specific pick consumption (SPC) and also the feasible advance rate had to be assessed.

3.1 Assessment of Net Cutting Rate

The net cutting rate was assessed by using a model considering the UCS and the fracturing behaviour of the intact rock and a second model considering the influence of the rock mass structure on the net cutting rate.

3.1.1 Theoretical net cutting rate

The theoretical NCR is calculated by a regression model (see Figure 4) showing the relation of UCS to NCR for rocks of different fracturing behaviour. The fracturing behaviour is considered by the ratio of UCS to BTS.

Based on the UCS of 65 MPa and on the UCS:BTS ratio of 12, characterizing a rock with normal fracturing behaviour, a theoretical NCR of 30 solid cubic meters per net cutting hour was assessed.

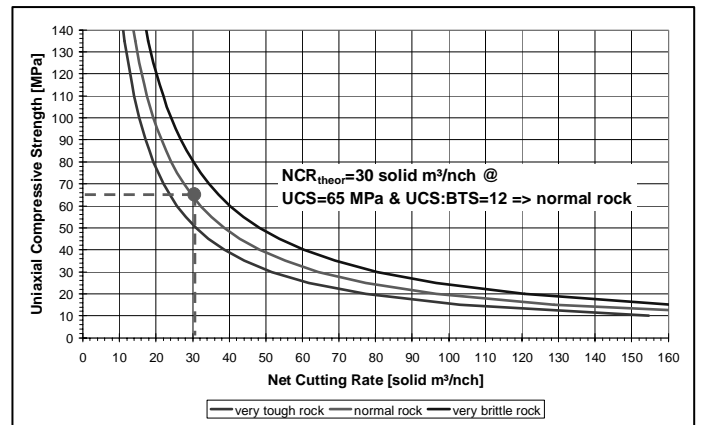


Figure 4. NCR for MT620 with cutter head 105-G 57+ and 22 mm TC diameter picks in cross sections < 35 m².

3.1.2 Effective net cutting rate

To come from the theoretical NCR to the effective NCR the influence of the rock mass structure on the cutting process also had to be rated. This was done by using a rating system considering the UCS of the intact rock, the block size formed by the discontinuities which can be activated in the cutting process, the condition of the discontinuities representing the mechanical effectiveness of the discontinuity system and the orientation of the discontinuities. This system was also used for previous feasibility studies for roadheader application and had already proven its worth. The system is named RMCR, which stands for Rock Mass Cuttability Rating, and was created and published by SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H., Zeltweg/Austria.

In the Mont Cenis Tunnel it was very difficult to evaluate the rock mass structure, because there were only some places without rock mass support installations showing clearly the existing rock mass features. It was also a big surprise that the previous tunnel excavation done by drill & blast did not really affect the rock mass to such a high extent as expected. Finally, the rock mass structure was rated with an average RMCR value of 32, which caused an increase of the theoretical NCR of 50%, resulting in an effective NCR of 45 solid cubic meters per net cutting hour. The influence of the RMCR value on the theoretical NCR is calculated by using a regression model (see Figure 5),

relating the RMCR value to the ratio of the effective NCR to the theoretical NCR. This model exists for low (1.4m/s) and high (~3m/s) cutting speed. The low cutting speed is only applied on roadheaders of the heavy weight class (>100t), having enough weight and stability resisting the high reaction forces coming from the low speed cutting process.

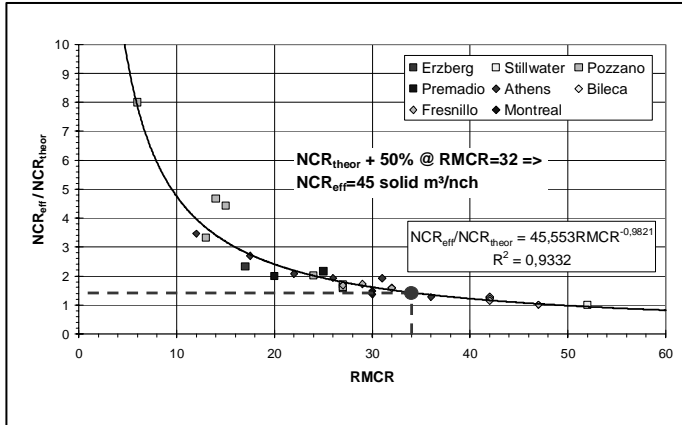


Figure 5. Evaluation of rock mass influence rated by RMCR value on NCR for low cutting speed (~1.4 m/s).

3.2 Assessment of Specific Pick Consumption

Based on the rock test results a pick with a tungsten carbide insert diameter of 22 mm was selected. The calculation of the pick consumption was done by using a model considering the specific pick consumption as a function of UCS and CAI (see Figure 6). At an average UCS of 65 MPa and an average CAI of 1.6 the SPC should make 0.07 picks per solid cubic meter of cut material. But due to the very small cross section of 4 m width and 0.5 m height and the frequent occurrence of quartz layers also a certain risk in SPC had to be considered. Former roadheader operations had shown that there is an increase in SPC by cutting cross sections smaller than 35 m². This increase is caused by the higher percentage of pick contacts with the side walls of the tunnel related to the total cutting profile. Additionally, the frequent occurrence of quartz layers also had to be considered. So, the theoretical SPC of 0.07 picks per solid cubic meter was increased by 30%, resulting in an effective SPC of 0.09 picks per solid cubic meter.

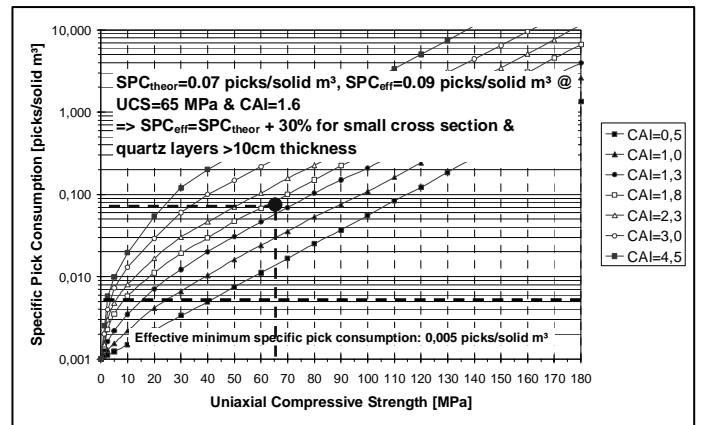


Figure 6. Specific pick consumption (SPC) for low speed cutting with transverse cutter head and 22 mm TC diameter picks of high quality.

3.3 Assessment of Advance Rate

Based on the calculated effective NCR, also the feasible advance rate per day can be assessed. For this assessment some operational figures had to be defined. The system availability was set to 90% and the percentage of net cutting time related to the operating time of the machine to 50%, which means that 1 machine operating hour contains a net cutting time of 30 minutes. This difference in time is caused by non-productive activities of the cutter head like loading and profiling. Consequently, the production or cutting rate (CR) of the machine should be around 22.5 solid cubic meters per machine operating hour. This means that the machine can make about 11m of advance in 1 operating hour. So, if we consider 20 machine operating hours in a day, which should be the maximum, an optimum advance of 220 m per day should be possible. But considering a realistic operating time of the machine of about 10 hours per day due to the difficult excavation conditions, an average advance rate of 110 m/d should be feasible.

4 OPERATING RESULTS

In December 2005 the MT620 roadheader machine started the excavation of the first rail on the Italian side of the Mont Cenis Tunnel. Of course at the beginning of the excavation there were some organisational and infrastructure problems, but after passing the

learning period of about 2 to 3 months, the machine showed quite impressive performance data. The excavation of the first rail showed following performance figures (see Figure 7):

- Average CR: 28.51 solid m³/h
- Average SPC: 0.095 picks/solid m³
- Average advance rate: 92 m/d

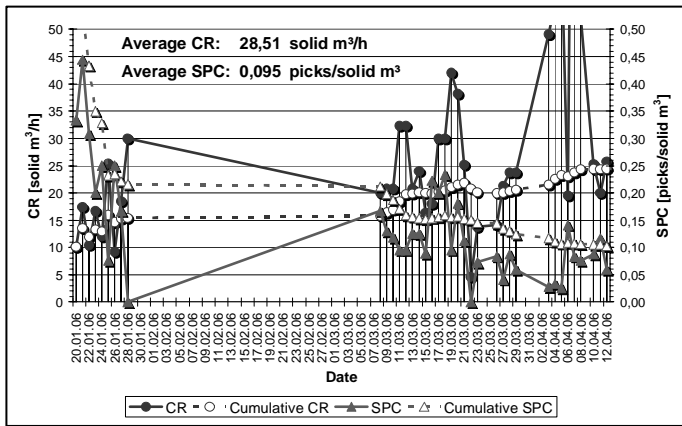


Figure 7. Cutting rate (CR) and specific pick consumption (SPC) of MT620 at the first rail of the Mont Cenis Tunnel/Italy.

The excavation of the first rail took about 3 months with a break during the time of the Olympic Winter Games in 2006. The average advance rate was 9.5 m/h and on the best day the machine made 200 m. The excavation of the second rail started in October 2006 and the following performance figures were achieved (see Figure 8):

- Average CR: 33.15 solid m³/h
- Average SPC: 0.075 picks/solid m³
- Average advance rate: 93 m/d

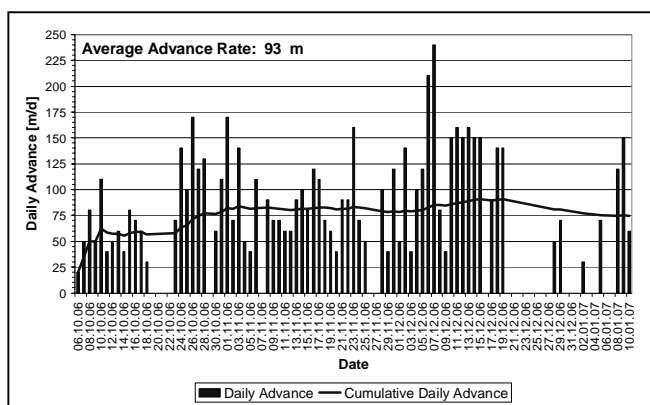


Figure 8. Advance rate of MT620 at the second rail of the Mont Cenis Tunnel/Italy.

Until November 15, 2006 the average advance rate was at 11.05 m/h – there are no detailed machine hours after this data available. But the maximum daily advance rate achieved during the complete excavation period was 240 m/d.

5 CONCLUSION

Due to the great success of the MT620 in the Italian part of the Mont Cenis Tunnel, there was also another machine bought for the excavation of the tunnel invert in the French part of the tunnel. The controlled handling of the machine in combination with a laser guiding system made the difficult excavation very easy and the nearly vibration free mode of operation protected the sensitive tunnel lining from any damage and possible collapsing absolutely successfully. Due to the experience made in the last years, also the assessed operating data were according to the achieved operating figures.

Finally, we thank the J.V. Frejus Soc. Cons. A R.L., Bologna/Italy and GEODATA, Societa' di Geoingegneria spa, Torino/Italy for the confidence they had in using this type of excavation system and for providing us with the excavation data.

REFERENCES

- Restner, U., Gehring, K., 2002. *TUR 2002 – II International Conference Mining Techniques, Proceedings*, Kraków – Krynica, Wrezesiën, pp.53-68.
- Mont Cenis – the first trans-Alpine tunnel, *Tunnels & Tunnelling International* (March 2002), pp.24-27.

Kadıköy-Kartal Metro Tünellerinde Kullanılan Roadheader'ın Kazı Performansı ve Keski Tüketiminin Araştırılması

Investigation into Roadheader Excavation Performance and Pick Consumption used in Kadköy-Kartal Metro Tunnels

İbrahim Ocak*, Yalçın Eyigün**, Muammer Çınar***, Turgay Nahya****

*İBB, İETT Genel Müdürlüğü, Raylı Taşıma Daire Başkanlığı, Karaköy- İSTANBUL

**İBB, Ulaşım Daire Başkanlığı, Raylı Sistem Müdürlüğü, Merter- İSTANBUL

***Anadoluray Ortak Girişimi, Üsküdar- İSTANBUL

***İTÜ, Maden Fakültesi, Maden Müh. Böl. Öğrencisi, Maslak- İSTANBUL

ÖZET Bu bildiri Kadıköy -Kartal metro projesi, hattın jeolojisi, kazı sırasında karşılaşılan formasyonlar, bunların jeoteknik özellikleri ve kazı yöntemleri özetlenmiştir. Kozyatağı shaftındaki istasyon tünellerinin kazılarında kullanılan WAV 178 tipi roadheader'ın yerindeki performansı irdelenmiştir. Makinenin m³/h olarak anlık ilerleme hızı ve keski/m³ olarak keski sarfiyat hızı ile formasyonun basınç dayanımı arasındaki ilişki araştırılmıştır. Yerinde yapılan gözlemlerde kazılan formasyonun basınç dayanımı değerinin 40-145 MPa arasında ve anlık ilerleme hızınının 10-187 m³/h arasında değiştiği görülmüştür. Keski sarfiyatı ise 0.04-0.18 keski/m³ arasında değişmiştir. Kazılan formasyonun Cerchar aşındırıcılık indeksi 1-1.5 arasında değişmektedir. Literatürdeki veriler değerlendirildiğinde bu aşındırıcılığa sahip kayaç formasyonunda keski sarfiyatınının 0.05 ile 0.15 keski/m³ (kazılan malzeme) arasında değiştiği görülmektedir. Kesilen formasyonun basınç dayanım değeri belirli bir değerin üzerine çıktığında keski kırılmakta, keski sarfiyatı öngörülenin ötesinde artmaktadır. Bu durumda keski sarfiyatınının artmasının yanında titreşimlerden ve aşırı yüklerden dolayı makine arızaları artmaktadır. Yerinde yapılan gözlemler bu hususu doğrulamaktadır. Keski sarfiyatı 0.15 keski/m³ değerini aştığında makine arızalarının arttığı görülmüş ve bu değer kriter alınmıştır. Keski sarfiyatı bu değerin üzerine çıktığında makine durdurulmuş ve kazıya delme patlatma yöntemi ile devam edilmiştir.

ABSTRACT General information of Kadıköy-Kartal Metro Project, geology of this line, geotechnical properties of the formations and excavation methods are summarized in this study. The performance of “WAW 178 model roadheader” which is used for excavation of station tunnels in Kozyatağı shaft is examined. The relationship between instantaneous cutting rates (m³/h), pick cutter consumption rate (pick/m³) of the machine and unconfined compressive strengths of the formations are analyzed. The unconfined compressive strengths of the excavated formations vary between 40 and 145 MPa. Instantaneous cutting rates vary between 10 and 187 m³/h. Pick consumption rate vary between 0.04 and 0.18 pick/m³. Cerchar abrasivity indices of excavated formations vary between 1 and 1.5. This value varies between 0.05 and 0.15 pick/m³ for according to the literature. The picks are broken and consumption rate increases unexpectedly when the comprehensive strength of the formation reaches at a certain limit. In this case, machine breakdowns increase due to vibrations and over loads in addition to increasing of pick (cutter) consumption. Site observations confirm these relations. Machine is stopped when the pick consumption rate is over 0.15 pick/m³, which is accepted as a critical value and excavation is continued with drilling and blasting method.

1 GİRİŞ

Özellikle son yıllarda madencilik ve inşaat mühendisliği sahalarında roadheader kullanımını ciddi bir şekilde artmıştır.

Kazı hızının ve keski tüketiminin doğru bir şekilde tahmini roadheader uygulamalarında kritik aşamadır. Çünkü her iki değer de doğru olarak kestirilememesi durumunda roadheader kullanımının avantajları ortadan kalkmaktadır. Bu nedenle hem kazı hızının kestirimi hem de keski tüketiminin tahminine yönelik olarak çok sayıda araştırma yapılmıştır.

Kazı performansı daha çok kayacın serbest basınç dayanımı, elastisitesi, anizotropisi, eklemliliği ve su durumu gibi makroskopik özelliklere bağlı iken (Thuro vd. (1996a,b), Gehring (1997), Verhoef (1997)), keski tüketimi daha çok kayacın kuvars içeriği ve kuvars tane boyutu gibi mikroskopik kayaç özelliklerine bağlıdır (Deketh (1995)).

Kazı performansı tahminine yönelik araştırmaların bir kısmında (Uehigashi vd. (1987), Schneider (1988), Gehring (1989, 1997), Dun vd. (1997), Thuro vd. (1998, 1999a), Tumac vd. (2006)) performans kestirimi için serbest basınç dayanımı kullanılmıştır. Bu ilişki Tumac vd. (2006) tarafından;

$$NCR = 109.25UCS^{-0.7233} \quad (1)$$

olarak ifade edilmiştir. Burada;
NCR, Net anlık kesme hızı ($m^3/saat$),
UCS, Serbest basınç dayanımı (MPa).

Bazı araştırmacılar ise (Copur vd. 1997, 1998) serbest basınç dayanımına ilaveten makine ağırlığı ve kesme gücünü de kullanmışlardır. Bu modeller;

$$ICR = 27.111 \times e^{0.0023 \times RPI} \quad (2)$$

$$RPI = P \times W / UCS \quad (3)$$

$$BCR = 897.06 (RCI)^2 + 6.18 (RCI) \quad (4)$$

$$RCI = UCS / (P \times W \times CHD) \quad (5)$$

Burada;

ICR, Anlık kazı hızı ($m^3/saat$),

e, Doğal logaritma sabiti,

RPI, Roadheader kazı indeksi,

P, Kesme gücü (kW),

W, Makine ağırlığı (t),

UCS, Serbest basınç dayanımı (MPa),

BCR, Keski tüketim oranı ($keski/m^3$),

RCI, Roadheader keski tüketim indeksi,

CHD, Kesici kafa çapı (m).

Günümüzde performans tahmini ve keski tüketiminin kestirimi için birim hacim kayacı kazmak için harcanan enerji olarak tarif edilen spesifik enerjiden yararlanılması yaygındır (McFeat vd. (1977, 1979), Fowell vd. (1982), Farmer vd. (1987), Poole (1987), Fowell vd. (1994), Copur vd. (2001), Balci vd. (2004)). Spesifik enerji aşağıdaki formülden bulunabilmektedir (Hughes (1972), Mellor (1979), Farmer vd. (1987), Poole (1987), Rostami vd. (1994), Çopur vd. (2001));

$$SE = \frac{\sigma_c^2}{2E} \quad (6)$$

Burada;

SE, Spesifik enerji (kWh/m^3)

σ_c , Serbest basınç dayanımı (MPa)

E, Kayaç elastisite modülü (MPa)

Ayrıca daha basit şekilde spesifik enerji;

$$SE_{opt} = 0.0826UCS + 1.424 \quad (7)$$

eşitliği ile de bulunabilmektedir (Bilgin vd. 2006). Burada;

SE_{opt} , Optimum spesifik enerji (kWh/m^3),

UCS, Serbest basınç dayanımı (MPa).

Spesifik enerjiyi bazı araştırmacılar karot kesme deneylerinden elde ederken bazıları da tam boyutlu laboratuvar kesme deneylerinden elde etmektedir. Bilgin vd. (1988, 1990, 1996, 1997, 2004) karot kesme deneylerinden elde edilen performans tahminlerinin kayaç süreksizliklerini yansıtmadığını belirterek aşağıda verilen

modelde görüldüğü gibi serbest basınç dayanımı ile birlikte RQD'yi kullanmışlardır:

$$ICR = 0.28 \times P \times (0.974)^{RMCI} \quad (8)$$

$$RMCI = \sigma_c \times \left(\frac{RQD}{100} \right)^{2/3} \quad (9)$$

Burada;

ICR, Anlık kesme hızı (m³/saat)

P, Makine gücü (HP)

RMCI, Kayaç kütlesi kesilebilirlik indeksi

σ_c , Serbest basınç dayanımı (MPa)

RQD, Kayaç kalite derecesi (%).

Oldukça yaygın kabul gören ve her tür kesici makine için kullanılabilen bir yöntem Rostami vd. (1994, 1996) tarafından önerilmiştir.

$$ICR = k \frac{P}{SE_{opt}} \quad (10)$$

Burada;

ICR, Anlık kesme hızı (m³/saat)

k, Enerji transfer katsayısı (roadheader için 0.45-0.55 ve TBM için 0.85-0.90)

P, Kesme gücü (kW)

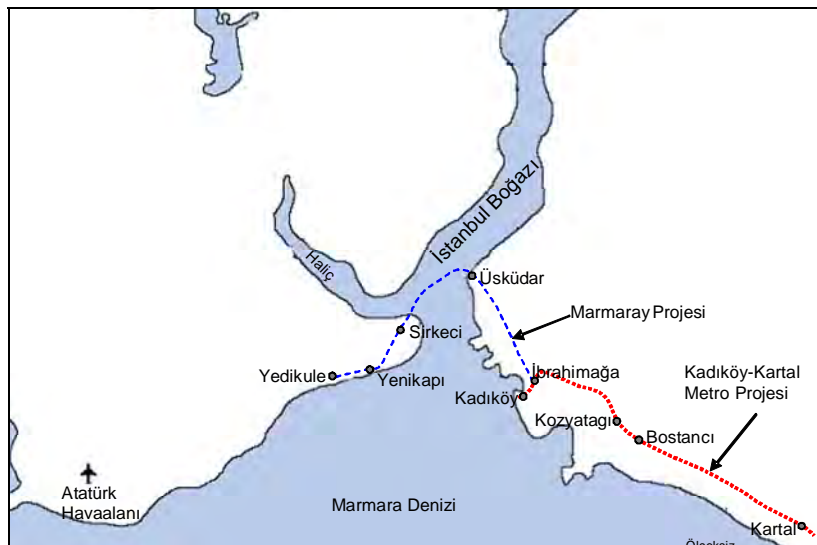
SE_{opt}, Optimum spesifik enerji (kWh/m³).

2 KADIKÖY - KARTAL METRO PROJESİNİN TANITIMI

Kadıköy – Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi Kadıköy ilçesinden başlayıp,

Üsküdar, Maltepe ve Kartal ilçelerinden geçmektedir. Hattın tamamı 21,6 km uzunluğunda olup, 16 adet istasyon bulunmaktadır. Kadıköy–Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi, İbrahimağa İstasyonu'nda, İstanbul'un Avrupa ve Asya yakalarını boğazın altından batırma tünel ile birleştirecek olan Marmaray Tüpeçit Projesi ile entegre olmaktadır. Böylece sistem ile hem doğu-batı yönündeki yolcu taşımacılığı sağlanacak, hem de Marmaray Projesi ile yapılan entegrasyon ile İstanbul'un Avrupa yakası ile irtibat sağlanacaktır (Şek. 1).

Metro sistemi iç çapı 5.70 m, dış çapı 6.30 m olan çift hat tünelden oluşmaktadır. Tüneler yüzeyden ortalama 30 m derinlikte olup iki tünel arası mesafe merkezden merkeze yaklaşık 32 metredir. Hat tamamlandığında bir yönde 60000 yolcu taşınabilecektir. Ana hat tünelleri 2 adet tünel açma makinesi (TBM) ve 2 adet arazi basıncını kazılan pasa ile dengeleyen tünel açma makinesi (EPBM) ile kazılacaktır. İstasyon platform tünelleri, yaklaşım tünelleri, şaftlar, makas tünelleri ve bağlantı tünelleri ise Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) metodu ile kazılmaktadır.



Şekil 1. Kadıköy-Kartal Metrosunun İstanbul'daki konumu (Ocak, 2007).

3 KAZI VE DESTEKLEME METODU

Çalışmanın gerçekleştirildiği Platform (P1) tünelleri Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) ile kazılmıştır. Kazı genişliği 10.44 m, yüksekliği ise 8.48 m olup kazı alanı 74.00 m² dir. Kazı revize edilmiş bir roadheader tarafından yapılmış olup (Şekil 2) kullanılan makinenin özellikleri Çizelge 1’de verilmiştir. Kazılar, “A” hattı olarak ifade edilen teorik kazı hattına olabildiğince yakın olacak şekilde yapılmaktadır (İBB, 2002).



Şekil 2. Alpine WAV 178 roadheader.

Çizelge 1. Kullanılan roadheader özellikleri.

Üretici	Alpine Westfalia
Model	WAV 178
Kazı alanı	61 m ²
Kesme gücü	300 kW (402 HP)
Ağırlık	74 ton
Kesici kafa çapı	88.8 cm
Keski tipi	Konik keski
Keski sayısı	82 x 2 = 164 adet

Belirlenmiş ilerlemeden sonra, tünele kalıcı bir duraylılık kazandırmak için uygulanan birinci işlem çelik hasır montajıdır. Kullanılan çelik hasır Q221/221 sınıfında çekme mukavemeti yüksek (TS

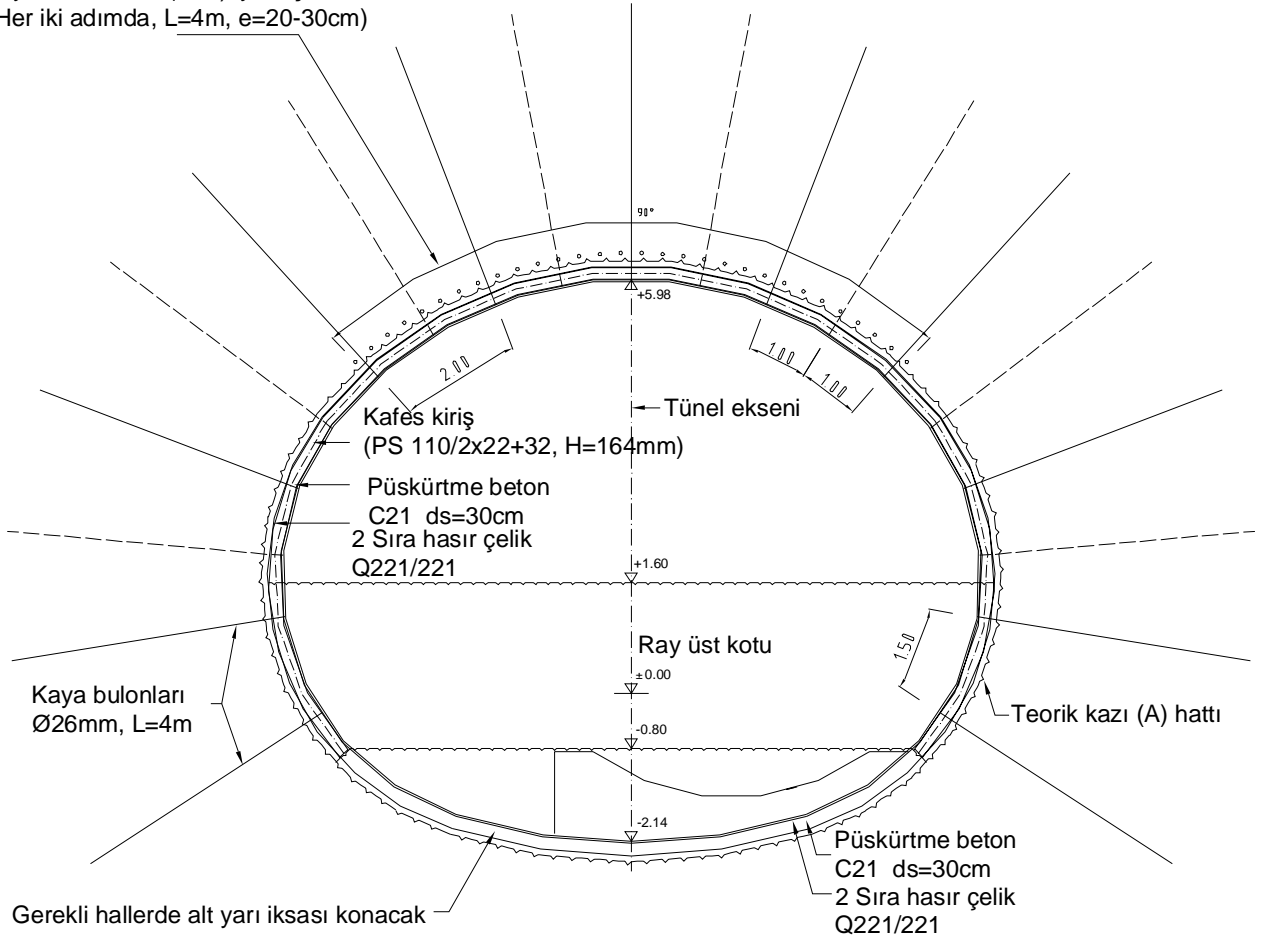
4559 IV BS 50/55) çelikten oluşan bir yapıdır. Çelik hasır montajını takiben çelik iksa montajı yapılır. Kadıköy-Kartal Metrosu P1 tünellerinde kullanılan çelik iksalar kafes-kiriş şeklinde olup, PS 110 (2× ϕ 22 + 1× ϕ 32) H=164 mm olan üç çubuklu kirişlerdir. Çelik hasır ve iksa montajının hemen ardından püskürtme beton (shotcrete) işlemine geçilmektedir. Kazı adımına göre her 4-5 adımda bir sürgü çubuğu (süren) uygulanmaktadır. Sürgü çubukları, kazıdan önce, kazı hattının dışında koruyucu bir katman oluşturacak şekilde sıra ile çakılan 32 mm çapında ve 4 m uzunluğunda çelik çubuklar veya 1.5 inç çapında 4 m uzunluğunda 3.25 mm et kalınlığında borulardır. Sürgü çubukları, çelik iksa üzerinden, yatayla maksimum 5⁰-10⁰ açı yapacak biçimde önceden delinmiş olan yuvalarına çakılmaktadırlar. Çakılacak olan sürgü çubuklarının adetleri kazı destek türüne göre değişmektedir. Tahkimatın en kesiti Şekil 3’de verilmiştir.

Belirli bir mesafe ilerledikten sonra bulonlar yapılmaktadır. Metro tünellerinde en yaygın olarak EKB (Enjeksiyonlu kaya bulonları) kullanılmaktadır. Bulonlama, bir delici makine tarafından delinen 41 mm lik deliğe enjeksiyon çimentosu doldurulduktan sonra, bulonun elle itilerek yerleştirilmesi yoluyla yapılır. Bulonlar 3 ile 4 metre boyunda, 26 mm lik nervürlü çelikten özel olarak imal edilir. Bulonun bir ucu 10 cm dişli olup taşıma plakaları 200/200/10 mm boyutlarındadır. Enjeksiyon karışımının su/çimento oranı 0.35’dir.

4 JEOLojİ

Çalışma bölgesi Kartal formasyonu içerisinde yer almaktadır. Formasyon, sarımsı kahve-gri renkli, iyi yapraklanmalı, fosilli, seyrek siltaşı ile kumtaşı ara tabakalı şeyllerden ve kireçtaşı seviyelerinden oluşmuştur. Kartal Formasyonu’nun Alt-Orta Devoniyen yaşında olduğu saptanmıştır. Kartal formasyonunun ortalama serbest basınç dayanımı 33 MPa, elastisite modülü

Süren çubuğu (Ø26mm)
veya boru süren (1½") yerleştirilmesi,
(Her iki adımda, L=4m, e=20-30cm)



Şekil 3. Tünelin enine kesiti (İBB, 2006).

7.4 MPa, kohezyonu 18.6 MPa ve içsel sürtünme açısı 43.1 derecedir (İBB, 2005). Kartal Formasyonu tektonik etkiler sonucu çok kıvrımlı ve kırıklı bir yapı kazanmıştır. Bu tektonik deformasyonun meydana getirdiği süreksizliklerin de etkisi ile birim yüzeyde kalınlığı 1-2 m arasında olan bir zon boyunca ayrılmış olarak görülür. Birimin makaslı, kırık ve ezik kesimleri kolay kazılır niteliktedir (İBB, 2005).

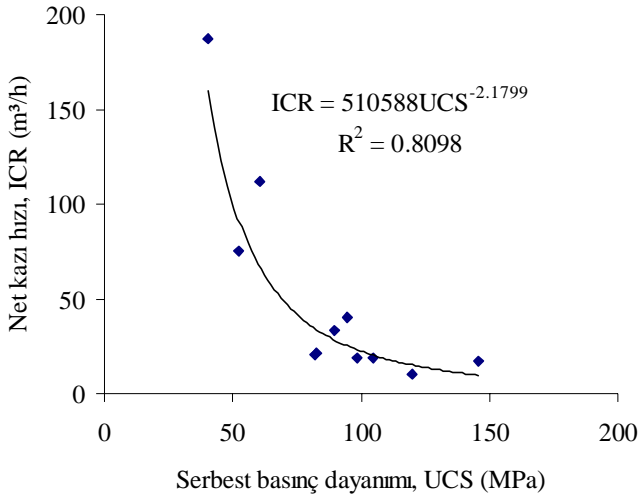
5 SERBEST BASINÇ DAYANIMI İLE ANLIK KAZI HIZI ARASINDAKİ İLİŞKİ

Roadheader performansının kestirilebilmesi için, günlük olarak arından kayaç örnekleri alınmış ve bu örneklerin laboratuarda serbest

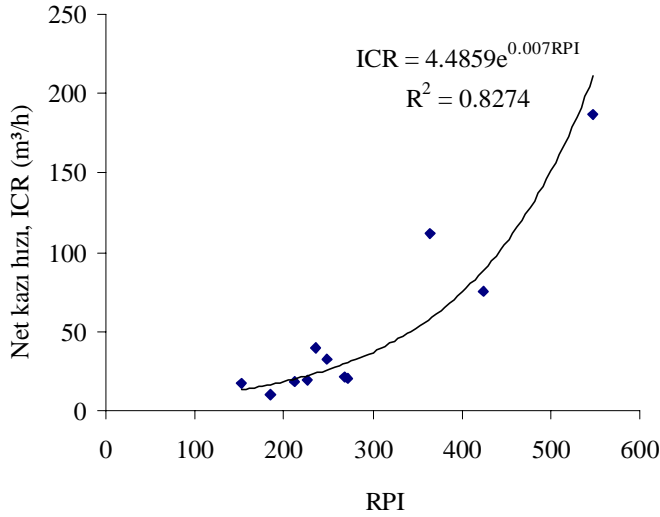
basınç dayanımları (UCS) bulunmuştur. Bulunan UCS değerleri ile net kazı hızı (ICR) arasında Şekil 4’de görüldüğü gibi kuvvetli bir ilişki bulunmuştur.

Şekil 4 incelendiğinde düşük UCS değerlerinde makine oldukça yüksek bir performans gösterirken, UCS’nin 100 MPa’ı geçmesi durumunda makine performansının oldukça düştüğü görülmektedir ki bu da literatür ile (Thuro, 1998) uyum göstermektedir.

Ayrıca literatürde önerilen (Copur, 1998) roadheader işleme indeksi (RPI) ile net kazı hızı arasındaki ilişki de araştırılmıştır. Buradan bulunan ilişki UCS ile ICR arasındaki ilişkidir biraz daha anlamlı çıkmıştır (Şek. 5).



Şekil 4. Serbest basınç dayanımı ile anlık net kazı hızı arasındaki ilişki.



Şekil 5. RPI ile anlık net kazı hızı arasındaki ilişki.

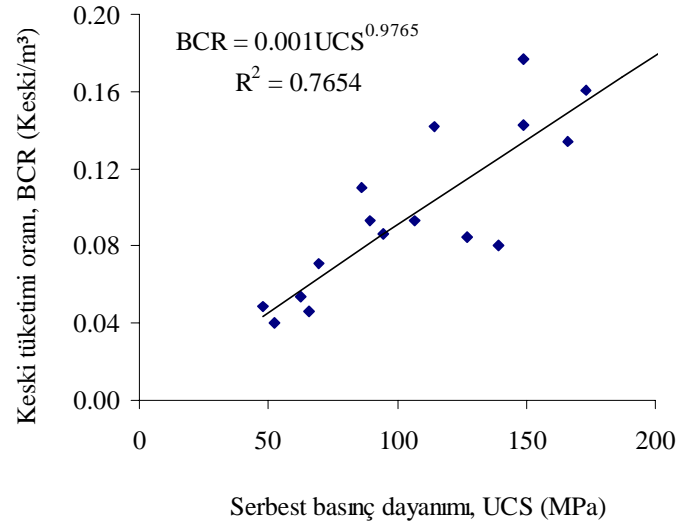
6 SERBEST BASINÇ DAYANIMI İLE KESKİ TÜKETİMİ ARASINDAKİ İLİŞKİ

Roadheader kullanımını belirleyen en önemli faktörlerden biri de birim hacimdeki kayacı kesmek için tüketilen keski sayısıdır. Eğer keski sayısı belirli bir değeri aşarsa bu durumda kazıya roadheader ile devam etmek ekonomik olmaktan çıkmaktadır.

Kazılan formasyonun Cerchar aşındırıcılık indeksi 1-1.5 arasında

değişmektedir. Literatürdeki veriler değerlendirildiğinde (Johson and Fowell, 1984-1986; Fowell and Johson, 1982; McFeat-Smith and Fowell, 1979) bu aşındırıcılığa sahip kayaç formasyonunda keski sarfiyatının 0.05 ile 0.15 keski/m³ arasında değiştiği görülmektedir. Keski sarfiyatı 0.15 keski/m³ değerini aştığında makine arızalarının arttığı görülmüş ve bu değer kriter alınmıştır. Keski sarfiyatı bu değerin üzerine çıktığında makine durdurulmuş ve kazıya delme patlatma yöntemi ile devam edilmiştir.

Kesilen formasyonun serbest basınç dayanım değeri belirli bir değerin üzerine çıktığında keski kırılmakta, keski sarfiyatı öngörülenin ötesinde artmaktadır. Bu durumda keski sarfiyatının artmasının yanında titreşimlerden ve aşırı yüklerden dolayı makine arızaları artmaktadır. Yerinde yapılan gözlemler bu hususu doğrulamaktadır ve literatür ile de (Thuro, 1999b) uyum göstermektedir (Şek. 6).



Şekil 6. Serbest basınç dayanımı ile keski tüketimi arasındaki ilişki.

7 SONUÇLAR

Çalışma sonucunda serbest basınç dayanımı ile roadheader net kazı hızı arasında korelasyon katsayısı yüksek bir ilişki

bulunmuştur. Makine gücü ve ağırlığının kullanılması ile bu ilişki daha da kuvvetlenmektedir. Serbest basınç dayanımının 100 MPa'ı geçtiği durumlarda kazı performansı oldukça düşmekte ve kazı verimsiz hale gelmektedir.

Keski tüketimi ile serbest basınç dayanımı arasında da kuvvetli bir ilişki söz konusudur. Yapılan çalışmada keski tüketiminin 0.15 keski/m³ değerini geçmesi durumunda roadheader ile kazı terk edilip delme ve patlatma ile kazı yapılmasının daha uygun olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Balci, C., Demircin in M. A., Copur, H., Tuncdemir, H., 2004, Estimation of specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance. *J. S. Afr. Instit. Mini. Metallurg.*, 11, 633–643.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Shahriar, K., 1988, Roadheader performance in Istanbul, Golden Horn clean-up contributes valuable data. *Tunnels and Tunnelling*, June, 41–44.
- Bilgin, N., Seyrek, T., Erdinc, E., Shahriar, K., 1990, Roadheaders glean valuable tips for Istanbul Metro. *Tunnels and Tunnelling*, October, 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, *Eurock '96, Balkema*, pp. 715–720.
- Bilgin, N., Kuzu, C., Eskikaya, S., 1997, Cutting performance of rock hammers and roadheaders in Istanbul Metro drivages. In: Proceedings, *World Tunnel Congress'97, Tunnels for People, Balkema*, 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. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19, 629–636
- Bilgin, N., Demircin, M. A., Copur, H., Balci, C., Tuncdemir, H., Akcin, 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 & Mining Sciences*,. 43, 139–156.
- 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, Qld., Australia, pp. A4-1–A4-7.
- Çopur, H., Özdemir, L., Rostami, J., 1998, Roadheader applications in mining and tunneling. *Mining Engineering*, 50 (3), 38–42.
- Çopur, H., Tunçdemir, H., Bilgin, N., Dinçer, T., 2001, Specific energy as a criterion for the use of rapid excavation systems in Turkish mines. *Institution of Mining and Metallurgy, Transactions A, Mining Technol.* 110(A), 149–157.
- Deketh H.J.R., Alvarez Grima, M., Hergarden, I. M., Giezen, M., Verhoef P. N. W., 1998, Towards the prediction of rock excavation performance. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 57, 3-15.
- Dun, P.G., Howarth, D.F., Schmidt, S.P.J., Bryan, I.J., 1997, A review of non-explosive excavation projects for the Australian metalliferous mining industry. *4th International Symposium on Mine Mechanization and Automation*, Brisbane, Qld., pp. A5-2–A5-13.
- Farmer, I.W., Garritty, P., 1987, Prediction of Roadheader cutting performance from fracture toughness considerations. *6th Int. Congr. Rock Mechanics*, 621–624.
- Fowell R.J., Richardson G, Gollick MJ., 1994, Prediction of boom tunnelling machine excavation rates. In: Nelson PP, Laubach editors. *Proceedings of The Symposium on Rock Mechanics Models and Measurements Challenges From Industry*, 243–251.
- Fowell, R.J., Johson, S. T., 1982, Rock classification and assessment of rapid excavation. *Symposium on Strata Mechanics*, Newcastle Upon Tyne, 239–242.
- Gehring, K.H., 1989, A cutting coMParison. *Tunnels and Tunnelling*, November, 27–30.
- Gehring, K., 1997, Classification of drillability, cuttibility, borability and abrossivity in tunneling. *Felsbau*, 15, 183-191.
- Hughes H., 1972, Some aspects of rock machining. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 9:205–11.
- İBB, 2002, *İstanbul Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi İnşaat İşleri Teknik Şartnamesi*
- İBB, 2005, *İstanbul Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi - Mühendislik Jeolojisi Raporu*, İstanbul.
- İBB, 2006, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, *İETT Genel Müdürlüğü, Kadıköy- Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi, Kadıköy P1 Tüneli Projesi*.
- Johson ST, Fowell R.J., 1984, A rational approach to practical performance assessment for rapid excavation using boom-type tunneling machines, *Proceedings of the 25th US Symposium on Rock Mechanics*, Illinois, p. 759–766.

- Johson ST, Fowell RJ., 1986, Compressive strength is not enough. *Proceedings of the 27th US rock Mechanics Symposium*, p. 840–5.
- McFeat-Smith, I., Fowell, R. J., 1977, Correlation of rock properties and cutting performance of tunneling machines. *Conference on Rock Engineering*, University of Newcastle Upon Tyne, 582–602.
- McFeat-Smith, I., Fowell, R. J., 1979, The selection and application of roadheaders for rock tunnelling. In: Maevis, A. C., Hustrulid, W. A. (eds.) *Proc., Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, AIME, Atlanta, 261–279.
- Mellor M., 1979, Normalization of specific energy values. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 9:661-3
- Ocak, İ., 2007, Kayaçların Basınç Direnci ile Elastisite Modülü Arasındaki İlişkinin Araştırılması. *20. Uluslararası Madencilik Kongresi ve Sergisi*, 6-8 Haziran 2007, Ankara
- Poole, D., 1987, The effectiveness of tunnelling machines. *Tunnel and Tunnelling*, January, 66–67.
- Rostami, J., Ozdemir, L., 1994, Roadheader performance optimization for mining and civil construction. *13th Annual Technical Conference, Institute of Shaft Drilling Technology*, 1–17.
- Rostami, J., Ozdemir, L., 1996, Modeling for design and performance analysis of mechanical excavators. *World Rock Boring Association*, Sudbury, Ont., Canada, September 17–19.
- Schneider, H., 1988, Criteria for selecting a boom-type roadheader. *Mining Magazine* September, 183–187.
- Thuro K., Spaun G., 1996a, Drillability in hard rock drill and blast tunneling. *Felsbau*, 14, 103-109.
- Thuro K., Spaun G., 1996b, Introducing destruction work as a new rock property toughness referring to drillability in conventional drill and blast tunneling, *Eurock '96*, 707-713, Rotterdam, Brookfield: Balkema.
- Thuro, K., Plinninger, R.J., 1998, Geological limits in roadheader excavation – four case studies. *8th International IAEG Congress*, Vancouver, vol. 2, pp. 3545–3552.
- Thuro, K., Plinninger, R.J., 1999a, Predicting roadheader advance rates. *Tunnels and Tunnelling International*, June, 36–39.
- Thuro, K., Plinninger, R.J., 1999b, Roadheader excavation performance-geological and geotechnical influences. *9th ISRM Congress*, Paris, pp.1241-1244.
- Tumac, D., Bilgin, N., Feridunoglu, C., Ergin, H., 2006, Estimation of Rock Cuttability from Shore Hardness and Compressive Strength Properties. *Rock Mech. Rock Engng.* DOI10.1007/s00603-006-0108-5
- Uehigashi, K., Tokairin, Y., Ishikawa, K., Kikuchi, T., 1987. Possibility of rock excavation by boom-type tunnelling machines. *VI Australian Tunnelling Conference*, Melbourn, pp. 253–259.
- Verhoef, P. N. W., 1997, Wear of rock cutting tools, Implication for the site investigation of rock dredging projects. *9th ISTM Congress*, Paris, 1241-1244.

Roadheader Applications for Underground Excavations

Yeraltı Kazılarında Kollu Kazı Makinelerinin Kullanımı

Osman Zeki HEKIMOGLU

Dicle Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü 21280 Diyarbakir, Turkey.

ABSTRACT Roadheaders are widely employed for underground excavations, though applications for hard rocks are limited. Machine performance may be improved through properly designed cutting heads. Majority of the commercially available cutting heads are designed and manufactured with the aid of computer programs. Research on rock cutting, however, indicated further considerations to be taken into account when employing such computer programs. This paper explains and discusses certain important factors related to cutting head design of roadheaders.

ÖZET Sert kayalara pek uygun olmamasına karşın, kollu kazı makineleri yumuşak ve orta sertlikteki kayaların yeraltı kazılarında başarıyla kullanılmaktadır. İyi tasarlanmış kesici kafalar ile makine performansı arttırılabilir. Uygulamada kesici kafalar bilgisayar destekli olarak tasarlanmakta ve imal edilmektedir. Ancak bu bilgisayar programlarında bazı ek konuların gözetilmesi durumu söz konusudur. Bu bildiriye kollu kazı makinelerinin tasarımında gerekli olan belli faktörler açıklanıp tartışılmaktadır.

1 INTRODUCTION

Roadheaders or boom-type tunneling machines have been extensively employed for variety of underground excavations both in mining and civil engineering industry, due to versatility and cost effectiveness. They have been, though, substantially improved through the process of research studies, to date; the strength of the rock material to be cut still poses difficulties in use for hard rock applications. The machines of these types, however, perform very successfully in soft and medium strength cutting conditions. The main limiting factor for the application of roadheaders for high strength rocks has very close ties with the ability of cutter tools, regardless of increase in both machine size and available power.

An adequate understanding of the rock tool interaction contributes, to a certain extent, greatly to increased machine performance. The basic parameters pertaining to rock and tool characteristics were well established in this respect through extensive laboratory investigations in the past (Roxborough and Rispin, 1972; Evans and Pomeroy, 1973). To implement all these parameters to the actual conditions, the spatial positions of each cutting tool on machine's cutter head in consideration with machine operational parameters are to be well understood. The pick lacing generally termed as cutter head design, therefore, emerges to be of great importance in rock tool interaction.

The significance of tool lacing has been taken into account, and a number of improvements have been achieved since the early 1980s. It is possible to carry out a comprehensive analysis of roadheader performance as to pick lacing, if the actual cutting position, as well as the cutting mechanism of a pick is properly understood. An extensive computer-aided-design technique for both cutting heads and shearer drums, comprising the findings of long-term research investigations, was first introduced by British Coal (Formerly NCB) (Holt et al, 1984). This has greatly contributed to the field of mechanical rock excavators employing drug tools. Though the CAD technique of this type is unique in concept and application, a certain aspects still needs to be additionally considered in this field. With this technique, the area swept by a single pick is taken into account to calculate the tool forces. It was later demonstrated that when cutting the same cross-sectional area exactly under the same design and operational conditions, the tool forces are likely to vary due to difference occurring in cutter tool position. The tool cutting position is influenced by a number of tool parameters such as angle of wrap of cutting sequences, pick tilt angle, number of tracking cutters, as well as machine operational parameters like advance per revolution of the cutting head. Consideration of all these parameters is, therefore, necessary for a precise cutting head analysis.

This paper is concerned with the factors affecting roadheaders applications in terms of cutter head design. The factors and concepts dominant in this aspect are outlined and explained. The significance of tool position together with the parameters resulting in variations in tool cutting position for a given cross section is explained and suggestions are given.

2 ROADHEADER APPLICATION

Roadheaders are also known as “boom-type tunneling machines” or “selective-type cutting machines”. Though mainly employed

for tunneling, they, to a certain extent, also find use in production operations in mining engineering. They have been subjected to variety of modifications and improvements in an effort to tackle with harder rock material, which subsequently led to increase in both size and power. The weigh of current roadheaders reaches 100 tons, while the cutting head power is multiple of 100 kW.

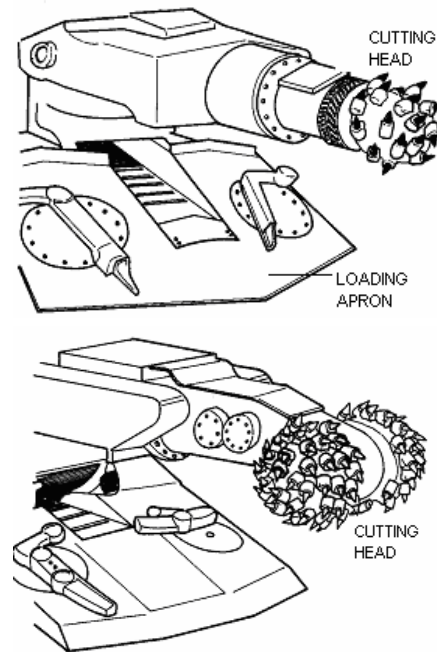


Figure 1. Roadheaders with axial-type (top) and transverse-type (bottom) cutting head

Roadheaders employ two different cutting head types, the axial (in-line, milling, spiral or longitudinal) and the transverse (ripper or forward rotating) cutting heads (Fig.1). The type of cutting head governs the type of application for a certain excavation. Machines with transverse cutting heads are known to be better suited for hard rocks that are within the range of roadheaders capability, whereas they are inferior to those with axial cutting heads in terms of pick consumption, dust make and tunnel wall profile. The main idea behind the superiority of the transverse heads over the axial heads for hard rocks is that the larger of the resultant machine reaction force that is counterbalanced by the machine weight is parallel to the boom axis. Roadheaders equipped with axial cutting heads are much better suited for soft and medium strength rocks.

Selection of roadheaders for a certain underground excavation depends upon the strength of rock material. There have been numerous investigations on rock cuttability. The compressive strength of rocks largely taken into consideration for cuttability prediction, though there is several other mechanical and physical rock properties known to influence rock machineability. It has been observed in practice that rocks with uniaxial compressive strength up to 100 MPa may economically be handled, though harder rocks can physically be excavated by the roadheaders. It is the cutter tool type rather than both machine size and power limiting the excavation of harder rocks.

The radial type cutter tools were extensively employed for cutting soft and medium strength rocks, though the types for hard conditions were also available. The point attack tools are well suited for excavations of hard formations, due to their increased tool life span resulting from self-sharpening function. The self-sharpening feature also rewards the picks of this type to soft cutting formations. To the experience of the author of this paper, the point attack tools may be considered to be the superior cutter tool for the all rock formations for the roadheaders, where methane hazard does not prevail. Furthermore, an effective water-cooling of the picks is one of the very important factors for extended life span.

3 MACHINE PERFORMANCE

The roadheaders are, in general, designed to cut, load and then transport the rock materials on to the back-up transport system in an effort to provide a continuous tunneling or excavation operation. Each part undertaking a particular duty should be well integrated with the whole extent of the machine to obtain a compact machine size. The machine stability is compatible with the ability to withstand to the reaction forces resulting from the cutting action. The reaction forces tending to shift the machine from its stationary position are generally counterbalanced by the machine weight.

Some roadheaders especially those which are fitted with axial cutting heads are, in some cases, equipped with side stalling or brazing jacks in order to be fixed firmly to the side walls. Machines incorporating with tunnel shields may, therefore, perform better in this respect.

The directions, as well as the magnitude of the reaction forces, take great part in machine stability. Fluctuations in pick cutting forces are a measure of cutting vibrations that are detrimental to the main machine components and consequently leading to a poor machine performance. Along with the properties of given rock formation, aspects of forces resulting from the cutting action should be well understood in order to obtain successful machine performance. Cutting head design of the roadheaders emerges to be of paramount importance in this respect (Hekimoglu and Fowell, 1990; Roxborough, 1987).

4 CUTTING HEAD DESIGN

The cutter picks take a crucial role in machine stability, due to the fact that the forces acting on the machine body are generated at the rock tool interface. The position of the picks controls the magnitude and the direction of the pick forces. The spatial position of the cutter tools on a particular cutting head, therefore, requires a precise arrangement, known as cutting head design or tool lacing.

The tools are generally arranged so that they are staggered to form helical arrays with the object of preventing simultaneous loading imposed by a group of picks. Some of the main parameters to be considered in cutting head design are tool spacing, tilt angles, number of starts, circumferential pick spacing and number of tracking cutters, and they are briefly defined as follows.

4.1 Primary Parameters Considered in Roadheaders Cutting Head Design

4.1.1 Number of starts

The helical arrays form the starts, each of which corresponds to a cutting sequence.

Each start is wound on a cutting head boss with a different angle of wrap (Fig. 2). In practice two or three starts are common to the roadheaders. Though the starts serve for cutting rather than loading, some roadheaders employing large size cutting heads, e.g. more than 1.0 m diameter, are seen to have two starts with deep vanes to assist loading.

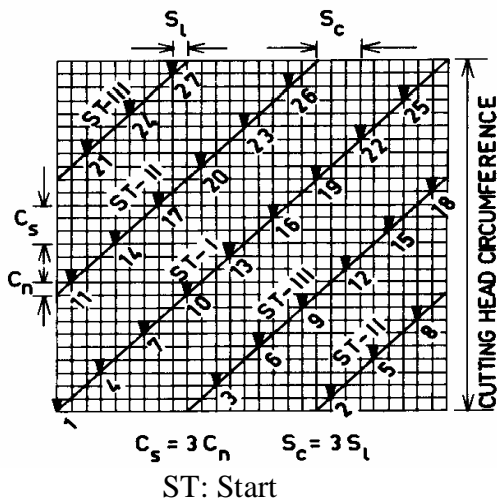


Figure 2. Some basic parameters shown for a three-start cutting head with single tracking

The arrangement of starts also influences the individual pick forces. Laboratory simulation of roadheaders cutting heads showed that the initial starting point of a cutting sequence, i.e. cutting starts from machine towards the face or vice versa, affected the magnitude of the pick forces under the same cutting and operational conditions (Hekimoglu, 1984). The pick forces were found to be lower when cut starts from the machine side to the face side. This concept, though, obviously disadvantageous for loading, might be considered for the roadheaders employing no loading vanes. Further investigations on laboratory full-scale simulation of cutting drums also showed that, the pick forces changes significantly with the angle of wrap of starts, under the same cutting and operational conditions (Hekimoglu and Ozdemir, 2004). It should be borne in mind that with the mechanical excavators particularly roadheaders, the cutting should supersede the loading, since the mucking process can also be carried out through some auxiliary equipment.

4.1.2 Tilt angles

A considerable number of picks on the cutting head of mechanical excavators are progressively tilted from the machine side towards the face in an attempt to perform corner cutting (Fig.3). The tilt angle of the corner pick, which is located at the front most line of the head, is of crucial importance. An extensive full-scale laboratory investigation on cutting head design showed that the minimum tilt angle for the corner cutting tool should be 65° , since below this value the pick cuts in 'unrelieved' mode and hence subjected to excessive loads leading to pick destruction (Hekimoglu, 1984). The picks on the roadheaders cutting head is, in practice, progressively tilted up to 90° to ease sumping, though with tilt angles greater than 65° the specific energy tends to rise.

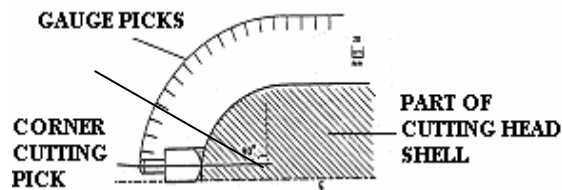


Figure 3. Definition of tilt angle

4.1.3 Tracking cutters

Tracking cutters, also known as “number of tools per line”, are related to the picks cutting in the line of the preceding picks, and exhibit remarkable influence on the cutting performance. With single tracking where only one tool exists per line for a given group of starts as in Figure 2, the picks cut in 'relieved' mode, which has been proven to be efficient. Groove-deepening condition, known as inefficient, arises from multi-tracking, i.e. when more than one tool is employed per line. A comprehensive laboratory and in-situ trials on cutting drums revealed that with single tracking the overall machine performance was remarkably increased (Hekimoglu and Tiryaki, 1988).

It should be noted that the single tracking design is well suited for the picks with zero tilt angle as commonly employed on the cylindrical portion of cutting heads. It is, however, worth to consider the multi tracking design concept for picks having higher tilt angles that are usually laced on roadheaders cutting head of spherical and conical geometry.

4.1.4 Tool spacing

This denotes the distance between the adjacent picks and appears to be in two different forms. The line spacing (S_L) is the distance between the immediate adjacent picks viewed on the whole cutting head profile, whilst the cut spacing (S_C) is related to the distance between the adjacent picks of the same sequence or starts (Fig.2). The cut spacing can be up to three fold of the line spacing for single tracking arrangement, e.g. for a two-start cutting head $S_C = 2S_L$ and for a three-start cutting head $S_C = 3S_L$. With multi tracking, the line spacing is, however, equal to the cut spacing and the number of picks per line, hence, and corresponds the number of starts.

The depth of cut (d) taken by a single pick, the most important machine operational parameter, has to be determined first in an effort to obtain the line spacing. With the machines performing transverse motion such as roadheaders, drum-type continuous miners and drum shearers, the depth of cut is expressed, in general terms, as “advance per revolution of the cutting head divided by the number of starts”. The value of S_L is, then, determined considering the S_L/d ratio that is generally recommended as 2.5 at which specific energy exhibits minimum, based upon laboratory studies. It is important to note that this finding is based on the laboratory cutting trials conducted on a flat rock surface and beyond this value the specific energy (energy required to cut a unit volume of the rock) inevitably rises drastically. If the actual cutting condition is, however, simulated, the specific energy at a given depth of cut tends to keep its minimum

value well beyond this ratio (Hekimoglu, 1984). This implies that much higher line spacing can be taken at a given depth. It should also be emphasized that with increasing line spacing the total number of the cutter tools is bound to diminish for a given cutting head operating at a given depth of cut. Any decrease in the total number of cutter picks renders the cutting head liable to higher fluctuations. Higher S_L/d ratios may, therefore, not be feasible as to cutting vibration, despite the minimum specific energy. S_L/d ratio of 3 may be recommended for favorable conditions.

4.1.5 Circumferential spacing

Circumferential spacing is the angular disposition of the picks viewed on a plane perpendicular to the axis of the cutting head rotation, and it is one of the important parameters controlling cutting vibrations. It emerges to exist in two forms regarding to the order of cutting. The first one is the spacing between the immediate neighboring picks (C_n), whilst the second form is related to the adjacent tools in the same sequence or start (C_s), as illustrated in Figure 2. With the equally arranged circumferential spacing more balanced cutting can be achieved (Hekimoglu and Fowell, 1991). This is more evident with drum type cutter heads where the majority of the picks experience the similar cutting duty. This aspect, however, requires special considerations for roadheaders cutting head, due to the fact that cutting duty of the tools varies considerably at the nose portion of the head.

4.1.6 Offset angle

The offset angle is associated with the point attack picks that are required to rotate in their holder to perform self-sharpening. Some manufacturers are seen to introduce an offset angle for the point attack tools in order to provide a rotational force, whereas some do not consider this concept. The author of this paper believes that the picks may not be purposely provided with offset angle in the

design stage, since such a conceptual angle spontaneously emerges to exist, owing to the helical arrangement. The picks are always subjected to an angular position with respect to the cutting perimeter formed by the picks of the same sequence, and this angle depends upon the pattern of circumferential spacing (Hekimoglu, 1998). This situation is especially the case with picks having no tilt angle.

Introducing an offset angle purposely at design stage, however, appears to be necessary for picks with tilt angles preferably greater than 25° , in order to prevent excessive pick loading causing heavy tool-holder damage. In practical conditions, several commercially available roadheaders cutting heads, which lack this concept, were observed to suffer heavy cutting head damage. These drawbacks were, however, significantly minimized when this concept was employed on the same cutting heads. Since the details of this aspect were extensively investigated before, it is not, therefore, intended to be mentioned in this paper (Hekimoglu, 1995).

4.2 Computer Aided Design of Roadheaders Cutting Head

The cutting action of the all picks with respect to each other should be pictured in the form of a 'break-out diagram' first in order to evaluate the relative duty undertaken each pick for a proper cutting head design. This will, then, enables the designer to carry out a comprehensive analysis of cutting head balance. An aid of a computer is, obviously, very useful in this respect, due to the fact that manual process of these stages is laborious and time consuming. A comprehensive computer program was first developed in early 1980s at Headquarters Technical Department of British Coal in U.K., and has still been successfully used to date (Holt et al, 1984). This program is, though, based upon the findings obtained from long-term laboratory and in-situ investigations, certain issues, however, needs to be discussed.

The program considers the cross-sectional areas swept by the picks for calculating pick forces. This is very reasonable so long as the pick maintains the same cutting position. There are, however, situations where the cutting position varies for a given cross section, e.g. when sweeping the same cross section the cutting position of a pick tends to change with the angle of wrap under the same conditions (Hekimoglu and Ozdemir, 2004). Furthermore, the cutting position of a given pick also changes with the order of cutting sequences whether the cut starts from the machine side or from the face side, since it was found that lower pick forces and hence lower specific energy is obtained when the cutting sequence begins cutting from the machine side towards the face side (Hekimoglu; 1984). Previously conducted fundamental studies on rock cutting indicated that the sideways force, among the all components of the pick forces, were of small in magnitude and therefore neglected in computer aided design of cutting heads. The sideways force was, however, found to vary with angle of wrap of a given start (Hekimoglu and Ozdemir, 2004). It may be useful to consider the variations in the cutting position when employing different angle of wrap or when changing the order of cutting sequences.

It may be concluded from this point that it is the good experience and better knowledge of the designing engineer to evaluate and judge the correct cutting position for a given cutting head design, due to the fact that computer programs are merely a tool.

5 CONCLUSIONS

Roadheaders can successfully perform the excavation of soft and medium-strength rock formations, whilst being uneconomical for hard rocks.

Through the computer-aided design of roadheaders cutting head, the machine performance has improved, certain design conditions such as the effects of angle of wrap and the order of cutting sequences are, however, worth to be additionally taken into

account in cutting head design. A designing engineer should possess a good knowledge and an experience developed in rock cutting by picks, when employing a computer program for designing roadheaders cutting head.

6 REFERENCES

- Evans, I., Pomeroy, C.D., 1973. The Strength, Fracture and Workability of Coal. *Pergamon Press Ltd*, London.
- Hekimoglu, O.Z., 1984. Studies in the Excavation of Selected Rock Materials. *Ph.D Thesis*, Department of Geotechnical Engineering, The University of Newcastle Upon Tyne, England.
- Hekimoglu, O.Z., Fowell, R.J., 1990. From research into practice; in-situ studies for design of boom tunnelling machine cutting heads. In *W.A Husrtulid and G.A. Johnson (Editors), Rock Mechanics Contribution and Challenges, Proc. 31st U.S. Rock Mechanics Symposium, Colorado*, Balkema, Rotterdam, pp. 481-488.
- Hekimoglu, O.Z., Fowell, R.J., 1991. Theoretical and practical aspects of circumferential pick spacing on boom tunneling machines cutting heads. *Mining Science and Technology*, 13(1991)257-270, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam, The Netherlands.
- Hekimoglu, O.Z., 1991. A comparison of longitudinal and transverse cutting heads on dynamics and kinematics bases. *Mining Science and Technology*, 13(1991)243-255, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam, The Netherlands.
- Hekimoglu, O.Z., 1995. The radial line concept for pick lacing arrangement for radial pick cutting heads. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*, Vol. 32(1995), No.4, pp. 301-311, Pergamon, London.
- Hekimoglu, O.Z., 1998. Investigations in to performance of point attack and radial type rock and coal cutting picks. *Transactions of IMM Section A*, Vol. 107, pp. A55-A59, January, London.
- Hekimoglu, O.Z., Tiryaki, B., 1998. In-situ investigations on shearer drum design. *CIM Bulletin*, Vol. 91, Number 1018, pp. 225-228
- Hekimoglu, O.Z., Ozdemir, L., 2004. Effects of angle of wrap on the performance of continuous miners and drum shearers. *Mining Technology (Trans. Inst. Min. Metall. A)*, Vol. 113, No. 2.
- Holt, P.B., Morris, C.J., Owen, R.J., 1984. Desktop computers for design work. *Min. Eng. (London)*, 143 (1984), pp 485-489.
- Roxborough, F.F., Rispin, A., 1972. The Mechanical Cutting Characteristics of the Lower Chalk. *Report to TRRL*, Dept. Mining Eng., The University of Newcastle Upon Tyne, England.
- Roxborough, F.F., 1987. The role of some basic rock properties in assessing Cuttability. *Seminar on Tunnels – Wholly Engineered Structures*, 1987, April, AFCC, (IEAust: Canberra), pp1-21.

Hidrolik Kırıcıların Performans Tahmini ve Seçim Kriterleri

Selection Criteria and Performance Prediction of Hydraulic Hammers

H. Tunçdemir

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 34469, İstanbul.

ÖZET Büyük şehirlerde metro, otoyol, su ve kanalizasyon tünelleri gibi yeraltı taşıma yapılarının inşası gün geçtikçe artmaktadır. Bu tür tünellerin kazısında kullanılan tam cepheli ve kollu makineler, ilk yatırım maliyetleri yüksek, imal ve montaj-demontaj süreleri bazen 1 yılı bulduğundan kısa ve sık tünellerin kazısında ekonomik olamayabilirler. İşverenin kısa sürede işin bitirilmesini istemesi ve daha az masrafla tamamlanması beklentisi yüzünden -aralarında bir çok bağlantı tüneli de bulunan- 1-1.5 km uzunluğundaki tünellerin açımında ilk yatırım maliyetleri diğerlerine göre oldukça uygun olan ve bir kepçeli ekskavatörün kepçesinin sökülüp yerine bir darbeli kırıcı ünitesinin yerleştirilmesi ile faaliyete geçirilebilen hidrolik kırıcılar (HK) başarıyla kullanılabilir. Ancak kullanılacak hidrolik kırıcının performansını kestirmek, işletme ve tasarım parametrelerini önceden belirlemek, iyi bir proje planlaması yapabilmek için önemlidir. Bu çalışmada hidrolik kırıcıların performansları göz önünde bulundurularak ve literatürde yer alan veri bankaları kullanılarak hidrolik kırıcı seçim kriterleri oluşturulmuş, güç, performans, tasarım ve işletme parametrelerine bağlı olarak hidrolik kırıcı çalışma sınırları belirlenmiştir.

ABSTRACT The number of underground water, highway, metro and sewerage tunnels has been gradually increasing in big cities due to necessities of population rising. Full face and partial face machines, which are used in the excavation of that types of tunnels and whose initial investment costs are high and montage-demontage duration takes long time, are not economical every so often. Contractors ask for finishing job in a short time period and minimizing the total project costs. Hydraulic hammer can be successfully used in these types of projects since they have low investment costs and can be put in to practice by easily mounting a breaker unit in place of excavator buckets. It is vital for a trustworthy project plan of a tunnel excavation that the performance of machine be predicted and the design and operational parameters be assigned. In this study, due to the performance of some hydraulic hammers and database found in the literature, a selection criterion of hydraulic hammers is proposed. At the same time, operational limits of impact hammers are determined owing to its power, performance, design and operational parameters.

1 GİRİŞ

Büyük şehirlerde artan nüfus, gereksinimler ve ağır trafik koşulları, metro, otoyol, su ve kanalizasyon tünelleri gibi yeraltı yapılarının

inşasını zorunlu kılmaktadır. Mühendisler ve proje planlayıcıları, birincil kısıtlamaları da göz önünde bulundurarak değişik kayaç formasyonlarına uygun bir kazı yöntemi belirleyerek bu yeraltı yapılarının kazılarını

planlayabilirler. Kazı yöntemi seçimini formasyon, makine ya da proje ile ilgili bir çok faktör etkiler. Ancak genel olarak kaya ya da zeminde açılan bu sığ tüneller kazılırken klasik kazı yöntemi olan delme patlatma ya da modern yöntemler arasında yeralan makine ile kazı tercih edilmektedir. Makine ile kazı emniyetlidir. Patlatma ile ortam örselenmediğinden tahkimatlar daha kolay ve etkili yapılır. İşçilik maliyetleri azdır. Eş boyutlu pasa elde edildiğinden pasa nakli daha verimlidir. Kazı, tahkimat ve pasa nakli birbirinden bağımsız ve aynı anda yapılabilir. Bununla beraber mekanik kazı ile tünel açımına karar verirken bazı soruların cevaplanması gerekir:

a) Tünel şehir içinde mi açılıyor?

Eğer tünel şehir içindeyse delme patlatma ile kazı insanlar üzerinde psikolojik sorunlar yarattığı ve verim düşüklüğüne sebep olduğu, ayrıca bina ve üst yapı hasarları ortaya çıkarabileceği için sınırlandırılmıştır. Zorunlu durumlar dışında kullanılamaz. Eğer zorunlu ise güçlü bir etkisi olmayan yerel patlatma yapılır.

b) İlk yatırım maliyetleri karşılanabiliyor mu?

Bu gün tam cepheli galeri açma makineleri (TBM'ler) her m başına 1 milyon \$'dır. Şehir içi metro ve diğer amaçlı tüneller 7-8m çaplı olduğu düşünülürse sadece kazıcı makine yatırım maliyeti 8 milyon \$ civarındadır. Bu makinenin 1500 m'lik bir tüneldeki m başına düşen maliyete etkisi 5335 \$ olup diğer maliyetler de eklendiğinde bu değer oldukça yükselecektir. Kısmi cepheli makineler düşünüldüğünde bunların fiyatları da ağırlıklarına göre değişmekte olup 1-2 milyon \$ dolar arasında değişmektedir. Yarı mekanize olarak nitelendirilebilecek ve Yeni Avusturya Tünel Açma metodu kullanılarak yapılan kazılarda ise delici jumbolar ve bir ekskavatörün kovası sökülüp yerine kırıcı ünite yerleştirilerek faaliyete geçirilen HK'lar da kullanılabilir. Bunların fiyatları da 50 000-200 000 US\$ arasında değişmektedir.

c) Tünel yeterince uzun mu?

İlk yatırım maliyeti yüksek bir makine kullanılarak tünel açılması ve tünelin de ekonomik olması için en az 1500m'lik bir tünelin açılması gerektiği Pakes, 1991

tarafından ifade edilmiştir. Tünel çapı büyüdükçe ve formasyon sağlamaştıkça daha ağır ve güçlü makineler tasarlanması gerekir; bu da ilk yatırım maliyetlerini artıracaktır. Ancak tünel uzunluğu fazlaysa birim maliyete etkisi az olacağından daha ekonomik bir kazı yapılacaktır.

d) Tünel ne kadar sürede bitirilmek istenmektedir?

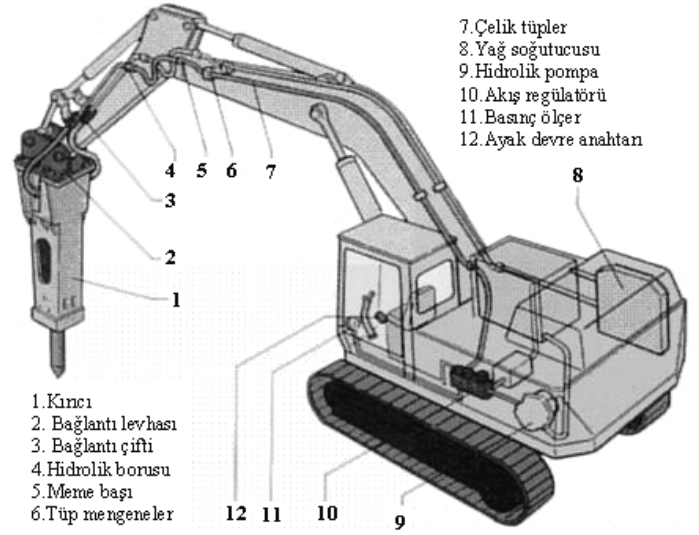
Bu, tünel uzunluğuyla doğrudan ilintili bir başlıktır. Eğer tünel 1500 m'den küçük ve arasında bir çok bağlantı tüneli içeriyor ve 1-2 senede bitirilmek isteniyorsa üretilecek TBM ve bunun montaj ve demontaj süreleri bazen 1-2 sene veya daha fazla zaman alabilmektedir. Böyle durumlarda daha kolay elde edilebilecek küçük ve ucuz makinelerle örneğin HK'larla hat boyunca bir çok kuyu açılarak bunlardan ileri ve geriye tüneller sürülerek birbirine yaklaşması prensibiyle kazı yapılabilir. Tünel uzunsa örneğin 5-6km ise bu yöntemle kazıyı bitirmek çok daha uzun zaman alır. Bu durumda b) maddesindeki m başına düşen maliyetten dolayı olumsuzluk da ortadan kalkacağından tam cepheli bir makina kullanılabilir. Tam cepheli makinelerle ilerleme hızları yaklaşık günde 20-25m ortalamaya kadar çıkabilir. Geçmişteki bazı projelerde kayaç ortamının da uygun olmasıyla günlük 50-60m'ye kadar çıkan ilerleme hızlarıyla kazı yapıldığı bilinmektedir. Bu gün her türlü kayaç ortamı için TBM'ler üretilebilmektedir. Hatta hat boyunca oldukça değişik mekanik özelliklere sahip formasyonlarla karşılaşılan İstanbul'da dahi çok amaçlı makineler tasarlanarak her ortamda kazı yapılması mümkün olmuştur.

e) Formasyon mekanik kazıya uygun mudur?

Eğer kayaç dayanımı yüksekse keski sarfiyatı artmakla birlikte, bugün 250-300MPa'a kadar kayaçları kazın ağır TBM'ler üretilebilmektedir. Ancak bu formasyonlarda HK ve kollu makineler gerekli baskı kuvvetini sağlayamadıkları ve aşındırıcı kayaçlar yüzünden kollu makinelerde keski sarfiyatı arttığından kullanılamamaktadırlar. Trakya formasyonu gibi basınç dayanımı 0-100MPa arasında değişen ve kırıklı çatlaklı bazen zemin özelliği gösteren bazen de diyabaz ve andezit

dayklarının bulunduğu sağlam kayaç zonlarının kesildiği sığ tünellerin kazısında HK'lar başarılı bir kazı işlemi gerçekleştirmektedirler.

İstanbul metrosu 4.Levent Ayazağa arasında bu tür bir formasyonda HK'larla yapılan kazılarda ise, çalışan 4 shaft, 1 yaklaşım tüneline, 28.79 m² üst yarı ve 13.67 m² alt yarı kesit alanına sahip tünel hatlarının tamamında (16 hat; 8 ileri, 8 geri) üst yarı günlük ilerleme miktarı toplamda günde 15-20m'yi bulmaktadır. Bir aynada ise 2.5 günde yaklaşık 4.5m'lik kazı diğer 2.5 günlük dilimde boru kemer uygulaması yapılmaktadır. Dolayısı ile her aynada, her 5 günde bir 4.5m'lik ortalama ilerleme sağlanmaktadır.



Şekil 1. HK ve elemanları

2.1 HK'ların kullanım alanları ve üstünlükleri

Bu gün HK'lar yer üstü ve yer altı kazılarında, hatta kıyı liman işletmelerinde deniz altı kıyı düzenleme işlerinde kullanılmaktadır. Çizelge 1'de HK'ların yaygın kullanım alanları görülmektedir (İnternet 1).

2 HİDROLİK KIRICI VE ÖĞELERİ

HK'lar 1964 yılından beri madencilik ve tünel sektöründe artan bir ivmeyle kullanılmaya başlanmıştır. İstanbul'da çok kırıklı çatlaklı ve RQD değerleri 0 ile 100 arasında değişen formasyonlarda hemen hemen 15km metro tüneli HK'larla sürülmüştür (Bilgin vd. 1996, 1997, 2002). Bugün bu değer artarak devam etmektedir. Tipik bir HK ve elemanları Şekil 1'deki gibidir.

Çizelge 1. HK'ların kullanım alanları

Kullanım yeri	Kullanım amacı		
Yıkım	<ul style="list-style-type: none"> beton geri dönüşümü iri malzeme boyut küçültme 	<ul style="list-style-type: none"> bina köprü 	<ul style="list-style-type: none"> zemin işleri temel açma
Maden	<ul style="list-style-type: none"> mineral ve kayaç kazısı kolon ve topuk alma 	<ul style="list-style-type: none"> galeri kazısı kayaç düzeltme 	<ul style="list-style-type: none"> kayaç sökümü tünelcilik
Bahçe Düzenl. Yapı	<ul style="list-style-type: none"> beton temelleri kırma yapı, duvar ve zemin yeniden düzenleme 	<ul style="list-style-type: none"> havuz kırma 	<ul style="list-style-type: none"> bahçe duvarı
Kanal açımı ve yeraltı işleri	<ul style="list-style-type: none"> donmuş zemin kazısı yumuşak kayada kazı 	<ul style="list-style-type: none"> boru hattı işleri metro kazısı 	<ul style="list-style-type: none"> kaya zeminlerde temeller indirme-kaldırma
Taş ocağı	<ul style="list-style-type: none"> kırma eleme tesisi girişinde büyük parçaları kırma taş ocağı şevi ve zeminini düzeltme 		<ul style="list-style-type: none"> üretim işleri kayaç traşlama ve düzelt.
Yol yapımı	<ul style="list-style-type: none"> kaldırım taşları kırımı yol tamir işleri 	<ul style="list-style-type: none"> kanal hendek açımı iskan, mevki işleri 	<ul style="list-style-type: none"> tünel temelleri sıva sökümü
Diğer	<ul style="list-style-type: none"> tersane ve liman deniz altı, kıyı düzenleme işleri sağlamlaştırma işleri 		<ul style="list-style-type: none"> beton geri dönüşüm asfalt geri dönüşüm

HK işleminin üstünlükleri de aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Bir ekskavatörün kovası yerine kolayca takılarak faaliyete geçirilebilir.
- Büyük blokların kırılmasında,
- Yan kayaç ve mineral karışmaması gerektiği seçici madencilik çalışmalarında,
- Üst ve alt yapılarda kullanılan betonu kırıp parçalama işinde,
- Bir ekskavatörle kazılamayan nispeten daha sağlam ve kırıklı çatlaklı zemin-yumuşak kaya (geçiş zonu) koşullarında başarıyla kullanılmaktadır.
- Delme patlatmaya göre avantajları vardır. Bu avantajlar darbe enerjisi yüksek seviyelere çıktığında daha da artar.
- Şehir içinde patlayıcı taşınması ve kullanılması sınırlandırıldığından HK'ların yaygın bir kullanım alanı vardır.
- Yüksek baskı kuvvetleri gerekmeksizin kazı yapabilme yeteneğine sahiptir.
- Daha sağlam kayaları kırmak için daha yüksek ağırlıkla donatılmış bir kütleye sahip olmalıdırlar, uygulamadaki değişkenlikleri ortadan kaldırmak için bu makinelerin boyutu ve ağırlığı madencilikte oldukça büyüktür bununla beraber diğer kazıcı makinelerle (roadheader, TBM) karşılaştırıldığında darbeleri kırıcılar hafiftirler.
- Tecrübeli bir operatöre kayaçtaki zayıflık zonlarını kullanarak söküm yapabilme şansı verir.
- Düzensiz bir damarı takip edebilme olanağı verir ve bunları yaparken de az spesifik enerji harcar.
- Darbeli kırıcılar hidrolik tahrikle çalıştığından eksoz etkisini ve gürültülü kirliliğini de ortadan kaldırmıştır.

3 HK SEÇİM KRİTERLERİ

İlk bölümde bahsedilen sorulara verilen yanıtlar sonucunda bir kazı projesinde HK kullanılmaya karar verilirse ilgili formasyon için taşıyıcı ünite (ekskavatör) ve kırıcı ünitelerden oluşan uygun bir HK seçimi başarılı bir kazı gerçekleştirmek için önemlidir.

Seçilen HK'nın açılacak tünel kesitlerinde aktif manevra yapabilecek kadar hafif ve küçük ancak kayacı darbelerle parçalarken

yeterli baskı kuvvetlerini verebilecek ve stabilitesi bozulmayacak kadar ağır ve masif olması gerekmektedir. Ayrıca ekskavatöre uygun ağırlıkta bir kırıcı ünite ya da kırıcı üniteye uygun ağırlıkta bir ekskavatör seçilmesi de başarılı bir işlem için birincil koşuldur. Karamustafa, 2002, kırıcı ünite ağırlıkları ve bunların monte edildiği ekskavatör (taşıyıcı) ağırlıklarını; mini HK'lar, yekpare gövdeli kırıcılar, standart HK'lar ve ağır hizmet tipi HK'ları olarak Çizelge 2'deki gibi sınıflandırmıştır. Bunların maksimum ve minimum taşıyıcı değerleri ve kırıcı ünite ağırlıklarına bağlı olarak grafiği çizilirse Şekil 2'deki gibi yüksek korelasyona sahip bir ilişki bulunduğu görülür. Buradan elde edilen TA_{maks} ve TA_{min} üstel grafiği ile kırıcı ünite ağırlığına (KÜA) bağlı olarak taşıyıcı ağırlığını çok düşük bir yanılma payıyla kestirmek mümkündür.

Çizelge 2. Çeşitli HK üniteleri ve taşıyıcı ağırlıkları

Tür	KÜA, kg	TA, t	
		Minimum	Maksimum
MHK	30	0,35	0,7
	75	0,7	2,0
	120	1,2	2,7
YGK	200	2,5	5,5
	315	4,0	9,0
	435	6,0	10
	665	7	10
SHK	775	9	13
	860	13	19
	1440	16	24
	2050	20	30
AHK	2470	25	40

KÜA = kırıcı ünite ağırlığı, TA = taşıyıcı ağırlığı, MHK = mini hidrolik kırıcılar, YGK = yekpare gövdeli kırıcılar, SHK = standart hidrolik kırıcılar, AHK = ağır hizmet tipi hidrolik kırıcılar

Ancak sadece taşıyıcı ve kırıcı ünite ağırlığına göre HK seçimi yapmak yanılıya yol açabilir. Arıoğlu 2001, kayacın mekanik büyüklüklerinden HK seçimi yapılabileceğini göstermiştir. Ayrıca, HK'ların tasarım ve işletme parametreleri arasında yer alan gerekli yağ akışımı (GYA) (lt/dk), maksimum darbe sayısını (DS) (darbe/dk), darbe enerjisini (DE) (J), giriş ve çıkış gücünü (P_g , P_c) (kW), maksimum uygulama basıncını (UB_{maks}) (bar) ve HK verimini (HK_{ver}) de bilmek gerekir.

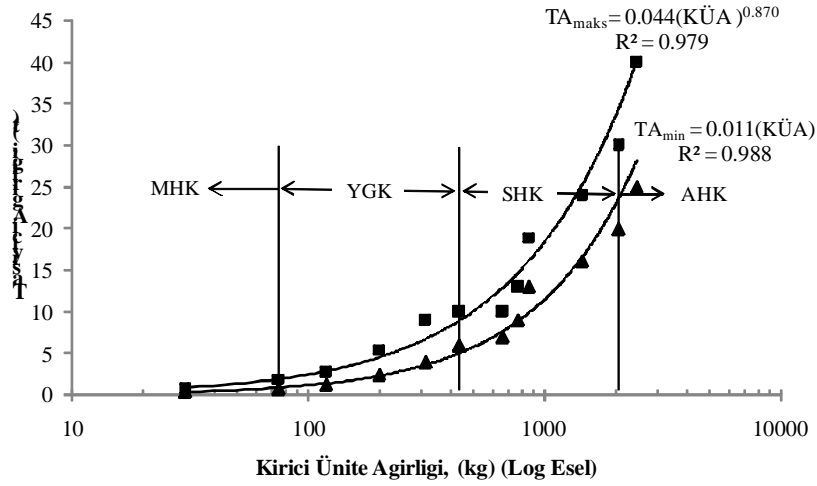
Giriş gücü ile çıkış gücü arasındaki oran kırıcının verimliliği hakkında fikir vermektedir ve bu oran HK'ların verimliliğini karşılaştırmak için kullanılabilir.

$$P_g = GYA \times UB_{maks} \quad (1)$$

$$P_ç = DS \times DE \quad (2)$$

$$HK_{ver} = P_ç / P_g \quad (3)$$

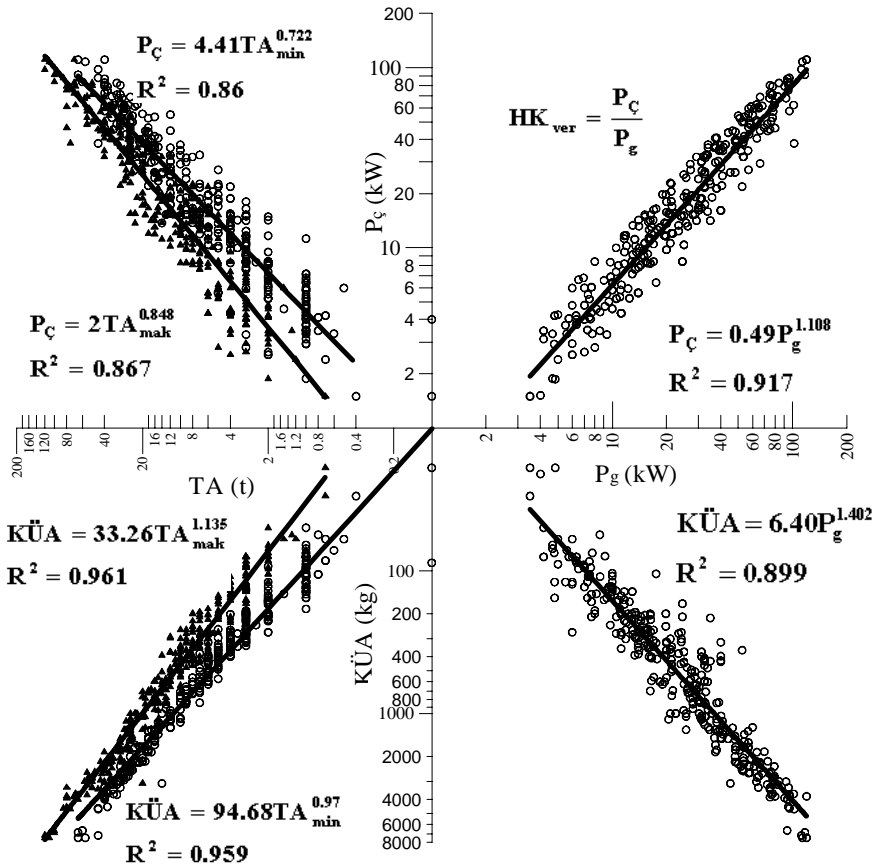
Bunlar eşitlik (1), (2) ve (3)'te gösterilmiştir.



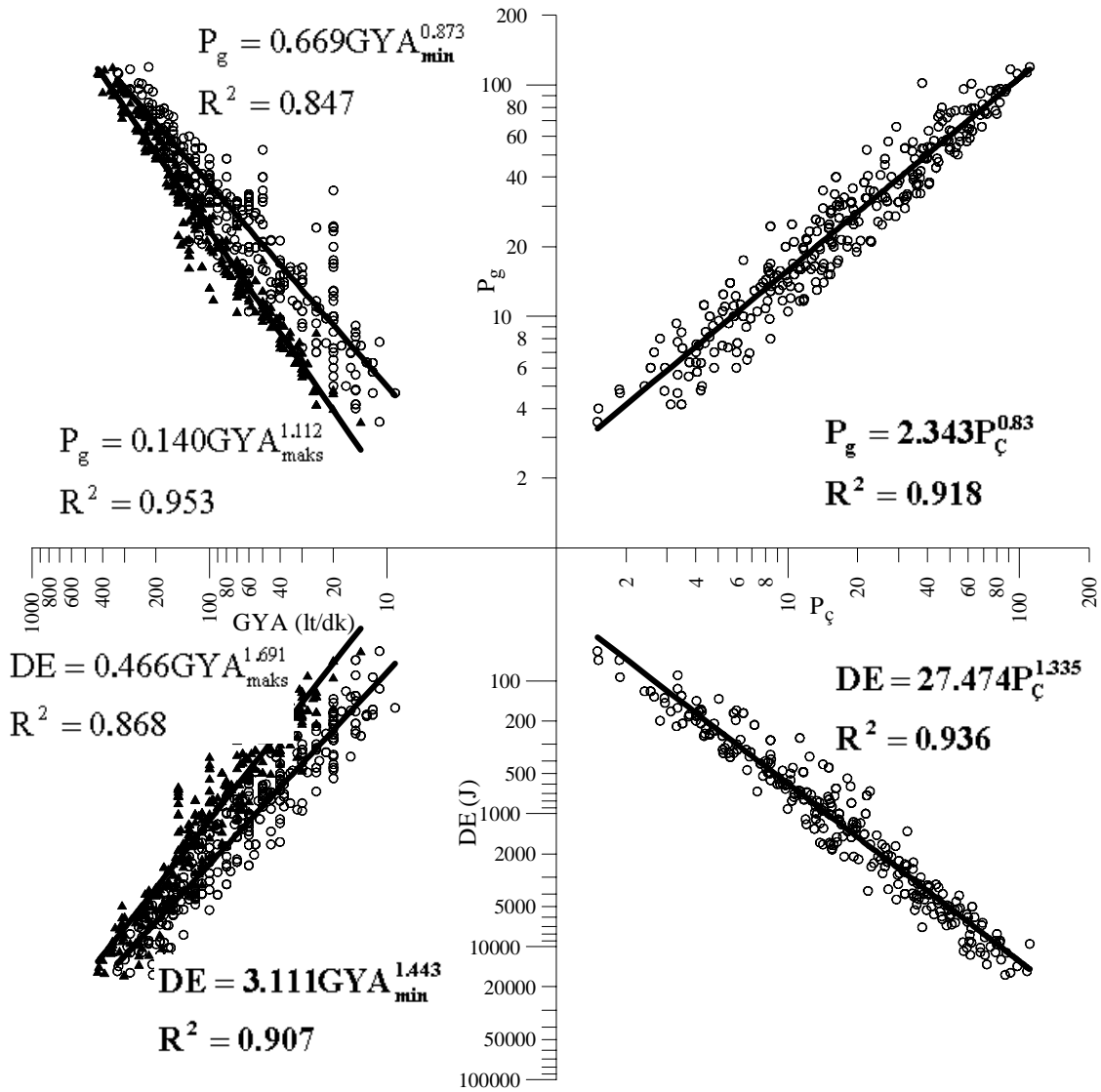
Şekil 2. Kırıcı ünite ağırlıkları ile taşıyıcı ağırlıkları arasındaki ilişki

600'e yakın HK'nın yer aldığı, çok daha kapsamlı bir veri bankası (Marsden ve Pollok, 2004, Gale ve Verrinder, 2006) bir önceki paragrafta bahsi geçen parametreler göz

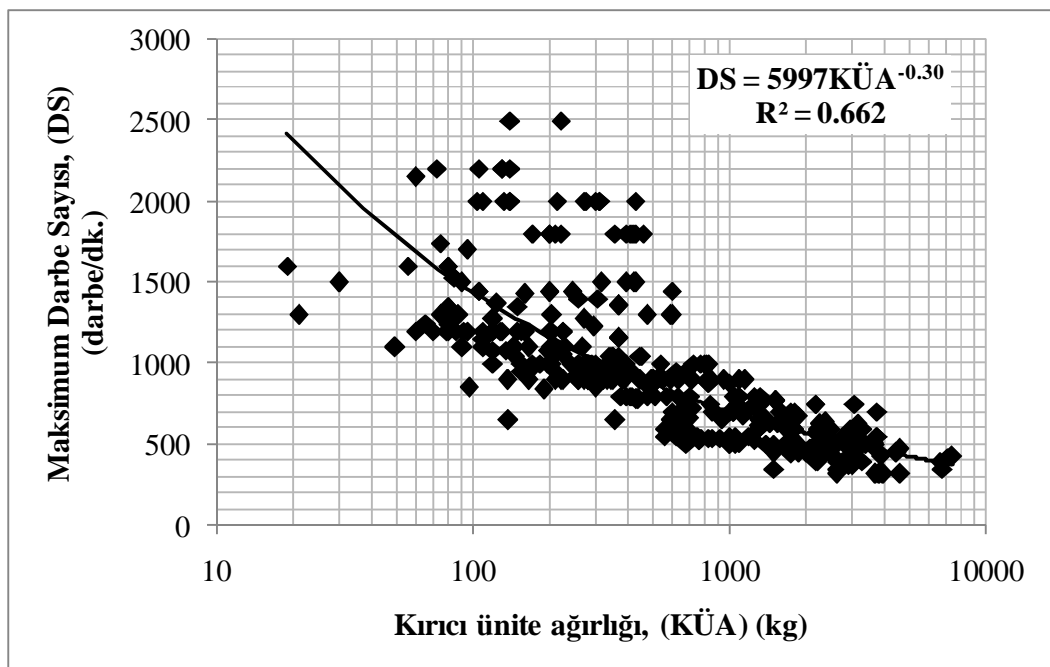
önünde bulundurulmuş ve aralarında çok kuvvetli üstel ilişkiler olduğu belirlenmiştir. Bu ilişkileri gösteren nomogramlar Şekil 3 ve 4'teki gibidir.



Şekil 3. Çıkış gücü, giriş gücü, maksimum ve minimum taşıyıcı ağırlığı, kırıcı ünite ağırlığı arasındaki ilişkileri gösteren nomogram (tüm eksenler log eşellidir).



Şekil 4. Minimum ve maksimum gerekli yağ akışı, darbe enerjisi, çıkış basıncı ve giriş basıncı arasındaki ilişkiyi gösteri nomogram (tüm eksenler log eşellidir)



Şekil 5. Kırıcı ünite ağırlığı -maksimum darbe sayısı arasındaki ilişki (x eks. log eşel)

Şekil 3 ve 4'teki bu nomogramlar sayesinde bilinen herhangi bir işletme parametresinden diğer parametreleri kestirmek mümkündür. Bu grafikleri analiz eden mühendis burada önerilen eşitlikleri kullanarak örneğin kırıcı ünite ağırlığından diğer işletme parametrelerine kolayca ulaşarak ne tür bir makine seçimi yapması gerektiğini kestirebilecek, hatta HK verimliliğini (HK_{ver}) de hesaplayabilecektir.

Aynı veri bankası dahilinde yapılan bir karşılaştırmada, kırıcı ünite ağırlığı ile bu ünitenin uygulayabileceği bir dakikadaki en büyük darbe sayısı miktarı arasında da kabul edilebilir derecede -%66'lık- bir ilişki olduğu tespit edilmiştir (Şekil 5). Ancak bu değerlendirme yapılırken diğer parametreler kadar yakın bir sonuç bulunamayacağı göz önünde bulundurulmalıdır.

Bilgin yıllar boyunca İstanbul Metrosu için yapılan kazılardan elde edilen verileri analiz etmiştir ve hidrolik darbeli kırıcıların net

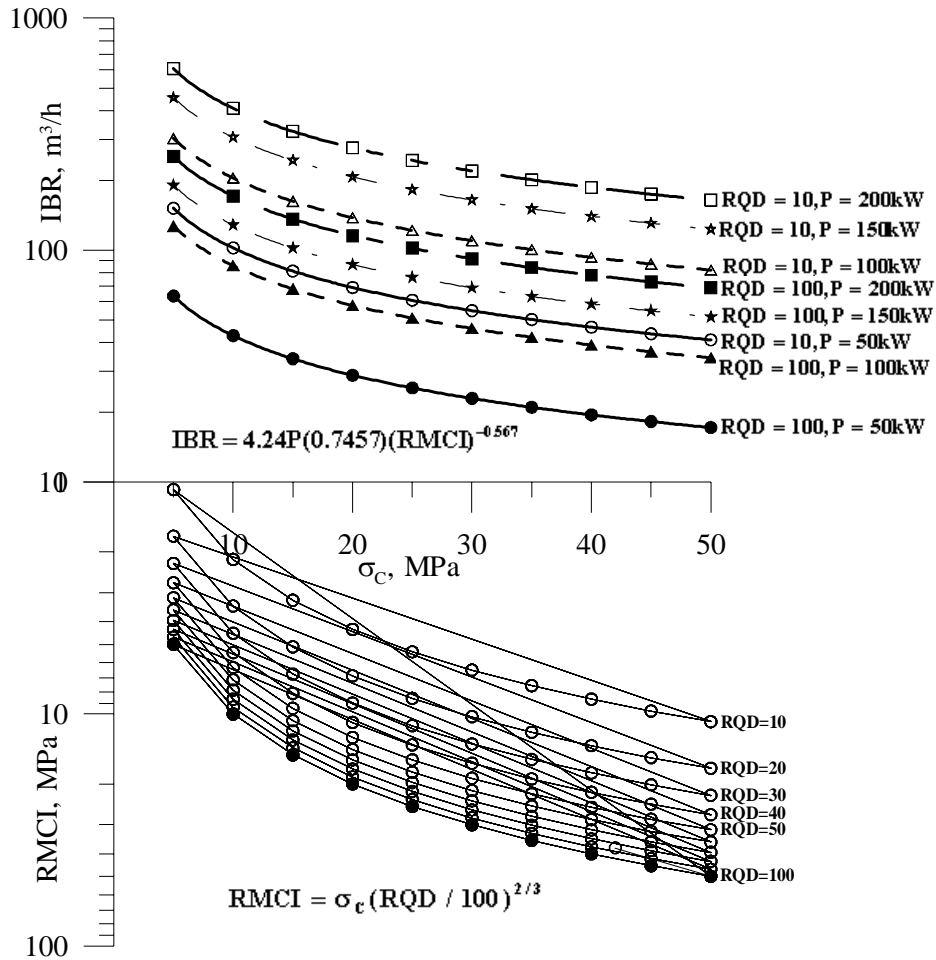
kırma hızınının hesaplanabildiği bir eşitlik önermiştir (Bilgin vd., 1996, 1997).

$$IBR = 4.24P(RMCI)^{-0.567} \quad (4)$$

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

Burada IBR, net kazı hızı (m^3/h); P, HK'nın gücü, HP; RMCI, kayaç kütlesi kazılabilirlik indeksi, MPa; σ_c , tek eksenli basınç dayanımı, MPa; RQD, kayaç kalite göstergesi, %.

Bu eşitliğe RQD= 10, 20, 30,, 100 değerleri, makine gücüne de P = 50, 100, 150 ve 200 kW değerleri ve basınç dayanımına da $\sigma_c = 10, 20, 30, 40$ ve 50 MPa değerleri atandığında eşitlik 4 ve 5 kullanılarak IBR ve RMCI değerleri belirlenebilir. Bu değerler analiz edilip grafiği çizilirse, kayaç kütlesi kazılabilirlik indeksi (RMCI), basınç dayanımı ve IBR net ilerleme hızı arasında Şekil 6'daki gibi üç parametrelili bir nomogram oluşacaktır.

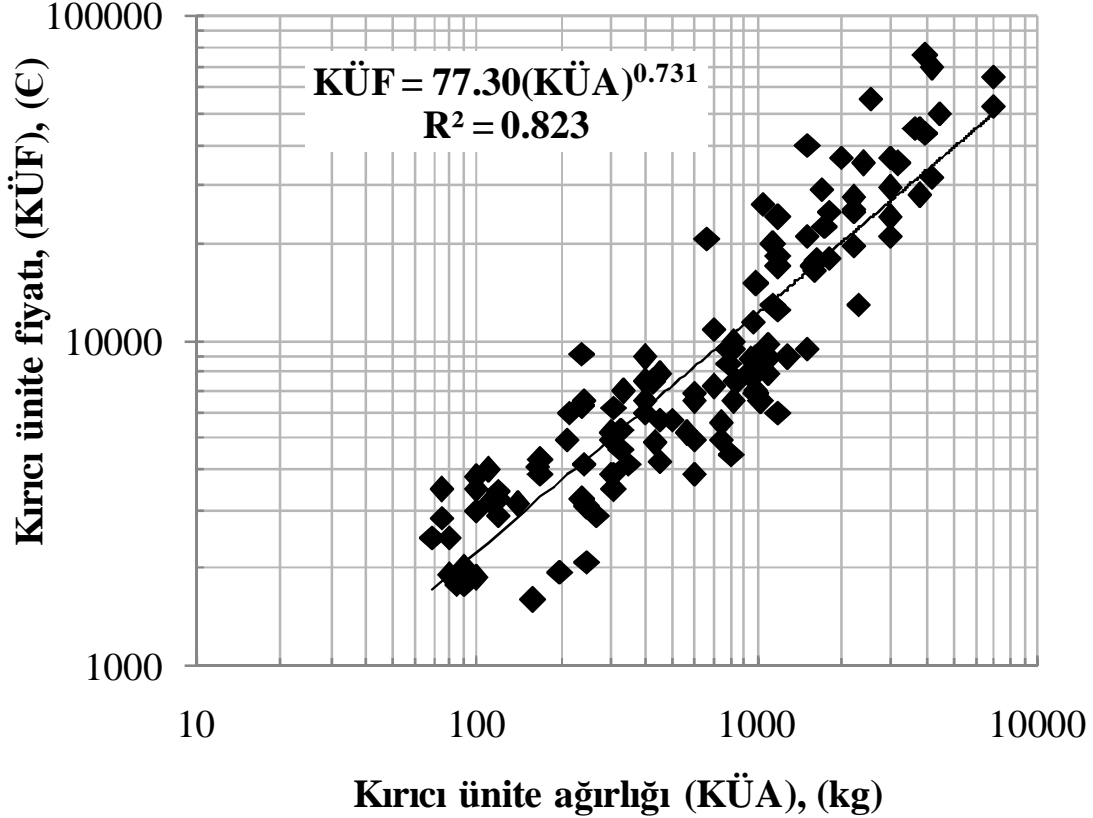


Şekil 6. Bilgin 1996 tarafından geliştirilen teorinin atama sayılar yardımıyla grafikselleştirilmesi (y eksenleri log eşel).

Şekil 6'yı analiz etmek bahsedilen parametrelerin net kazı hızında ne kadar etkili olduğunu kavramak açısından önemlidir. Görüldüğü gibi, RQD ve basınç dayanımı değerleri küçükken RMCI da çok küçük değerler almakta ve bu değerlere karşılık gelen net ilerleme hızı HK'lar için yüksek olmaktadır. Bu aslında kırıcının süreksizliklerden faydalanarak daha fazla sökülüm yapabildiği anlamına gelmektedir (sık süreksizlik içeren bir kaya formasyonu haliyle düşük RQD'ye sahiptir). Şekil yakından incelendiğinde, daha yüksek güce sahip bir makine kullanılırsa daha fazla üretim yapılacağı açıktır, dahası hem makine gücü fazla hem RQD düşük ve hem de basınç dayanımı azsa çok çok daha fazla kayaç sökülebileceği de anlaşılmaktadır. RQD'nin çok düşük olması hatta sıfır olması demek zemin ortamında çalışılıyor demektir. Zemin ortamları akıcıdır ve kırıcı ünite burada sadece küreme işlemi yapar, parçalama işi yapamaz, bu da kendi kendine akan bir ortam olacağı için ancak zemin çivileri çakılarak ve bu çivilerin içine çimento enjeksiyonları ile

ortam sağlamlaştırıldıktan sonra yani ortamın RQD değeri yükseltildikten sonra ancak parçalama işlemi gerçekleştirilebilecektir. 4. Levent-Maslak metro tüneli kazısında, neojen yaşlı zemin özelliği gösteren formasyonlarda ayna zemin çivileriyle sağlamlaştırıldıktan ve boru kemer yöntemiyle tavan kemerlenmesi oluşturulduktan sonra kazı işlemine geçilmektedir. Aslında buradaki amaç kontrolsüz akmalardan oluşacak olumsuzlukları gidermek, aynanın çok küçük olan RQD'sini yükseltmek ve güvenli bir kazı işlemi gerçekleştirilmektir.

Bir ağ sayfasında (İnternet 2) 365 adet kullanılmış "hidrolik kırıcı ünitesinin" ağırlıkları ve Euro/\$ olarak fiyat bilgilerine ulaşılabilmektedir. Bunlardan -zaman ekonomisi sağlamak açısından- sadece 127 adeti (Furukawa, Montabert, Indeco, Krup, Rammer, Atlas-Copco, LST) analiz edilmiş, kırıcı ünite ağırlıkları ile kırıcı ünite fiyatı arasında Şekil 7'deki gibi oldukça yüksek korelasyon katsayısına sahip bir üstel ilişki olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 7. Kırıcı ünite ağırlıkları ile fiyatları arasındaki ilişki (eksenler log eşel)

Aynı internet ağ sayfasında kullanılmış taşıyıcı üniteler (paletli ekskavatör) işletme ve tasarım parametrelerine göre fiyatlandırılmıştır. Ancak bu fiyatlar oldukça değişkenlik göstermektedir. İşletme ve tasarım parametreleri ile kullanılmış taşıyıcı ekskavatör fiyatları arasında herhangi bir kayda değer ilişki bulunamamıştır. Bu internet ağ sayfasındaki kullanılmış en ağır paletli ekskavatörlerin (85 t) fiyatları maksimum 295 000 Euro'dur. Ancak Metro tünelleri için kullanılan 20-30t aralığındaki kullanılmış ekskavatörlerin (taşıyıcı ünite) fiyatları 20 000-100 000 Euro arasında değişmektedir. Toplam maliyeti bulmak için Şekil 7'den kestirilebilen kırıcı ünite fiyatı da bu değere eklenmelidir.

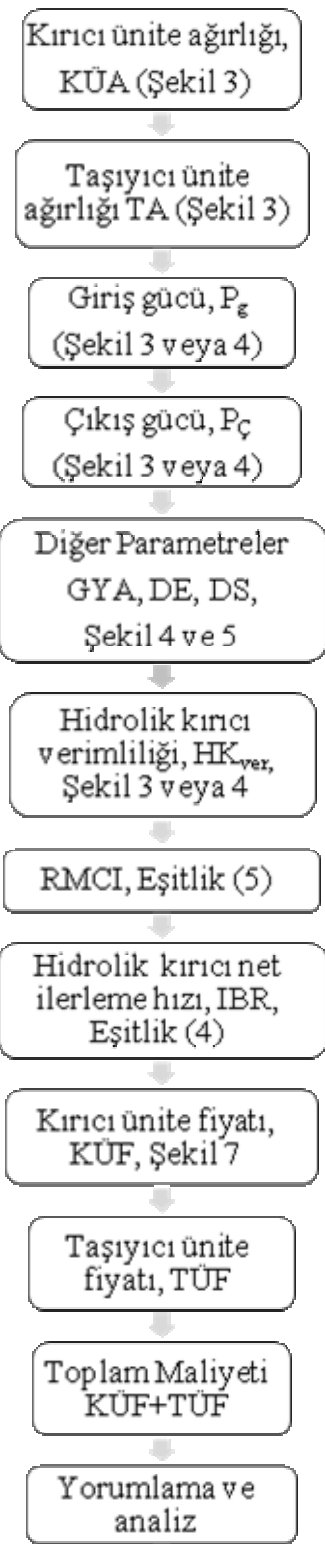
HK'ların işletme ve tasarım parametreleri arasındaki ilişkiler (Şekil 3 - 7) ve kırıcı ünite fiyatları için önerilen eşitlikler kullanılarak en uygun kırıcı seçilebilir. Bu işlemi doğru ve eksiksiz yapabilmek için Şekil 8'deki akım şemasının kullanılması önerilir.

Şekil 8'deki akım şemasında ilk beş basamaktan birisi biliniyorsa diğer dördünü kestirmek Şekil 3 ve 4 sayesinde mümkündür. Bulunan çıkış gücü kullanılarak, -kaya ortamının RQD'si ve basınç dayanımı biliniyorsa- Bilgin, 1996 teorisinden eşitlik (4) ile RMCI ve eşitlik (5)'le de IBR hesaplanabilir. Daha sonra Şekil 7 kullanılarak kırıcı ünite fiyatı bulunur. Buna ekskavatör (taşıyıcı ünite) fiyatı da eklenirse toplam HK maliyeti bulunmuş olur.

Seçiminden sonra HK'nın kullanımı aşamasında Çizelge 3'teki sınırlandırmalara uyulursa yüksek verimli bir HK işlemi gerçekleştirilmiş olacaktır.

4 ÖRNEK UYGULAMA

Basınç dayanımı 30 MPa ve RQD değeri %20 olan bir formasyonda, 1000 kg'lık kırıcı ünite yerleştirilmiş bir HK kullanılmak istenmektedir. Şekil 8'deki HK seçimi akış şemasını kullanarak diğer işletme ve tasarım parametreleri ile bunların maliyetlerini aşağıda gösterildiği gibi bulmak mümkündür.



Şekil 8. HK Seçimi Akış Şeması

İlk olarak, Şekil 3'e başvurulursa ve KÜA=1000 kg değeri

$$KÜA = 94.68TA_{min}^{0.974}$$

formülünden;

$$1000 = 94.68TA_{min}^{0.974}$$

hesaplanırsa,

Çizelge 3. HK uygulamasında dikkat edilecek hususlar

Ekskavatör (Taşıyıcı ünite)	<ul style="list-style-type: none">• Kırıcı üniteyi uygun şekilde kullanabilmek için yeterince ağır olmalı,• Gereğinden fazla motor devri ile çalışılmamalı• Taşıyıcı ünitenin dik ve statik durması için taban temiz ve düz olmalı
Kırıcı ünite (Tümaç, 2001)	<ul style="list-style-type: none">• Dik olarak ve bum ile bastırılmak suretiyle çalışılmalı• Bum sarsılmadan sabit durmalı, şok sönmüleyen ekipmanla kullanılmalı.• Kırıcı uç, aynı noktaya uzun süre vurulmamalı• Kaldırıcı ya da taşıyıcı gibi kullanılmamalı• Kırıcı havada askıda iken çalıştırılmamalı• Tavsiye edilen yağlama sürelerine uyulmalı.• Vuruş sayısı düşerse veya basınç hortumları aşırı derecede titremeye başlarsa kırıcı hemen durdurulmalı

$T_{A_{min}} = 11.36$ t olarak bulunur. Benzer hesaplamalar bulunması istenen tüm parametreler için yapılmış ve Çizelge 4'te gösterilmiştir. Çizelge 4'te ilk sütun hesaplama yapmak için başvuru şekli, eşitliği ya da kaynağı göstermektedir.

Yorumlama ve analiz; 1000 kg ağırlığında kırıcı ünite ağırlığına sahip ve 20 t taşıyıcı ağırlığındaki bir HK tasarımı isteniyorsa Çizelge 4'teki sonuç bölümünde elde edilen değerler gözönüne alınarak yapılan bir tasarım ile HK etkin bir şekilde kullanılabilir. Bu durumda toplam kullanılmış HK maliyeti bu makina için 41 555 Euro'dur. Bu makine ile Bilgin 1996, konseptine göre Eşitlik 4 ve 5'i kullanarak yaklaşık 40.23 m³/h net ilerleme hızıyla kazı yapılacağı bulunur. Bir HK'da makinadan faydalanma oranı %15-20 arasında değişmektedir (Tümaç, 2001, Karamustafa, 2002, Selimoğlu 2005, Tunçdemir, 2007).

Dolayısıyla 1 günlük bir zaman diliminde (24saat/gün* 0.15 * 40.23 m³/h) 144.8 m³ kazı yapılacaktır. Eğer yalın olarak sadece kazı işlemi ele alınırsa ve 4. Levent-Maslak arasındaki 28.79 m²'lik üst yarı tünel kazısı bu makinayla yapılmak istenirse; teorik olarak günde 5m kazı yapılabilecekti.

5 SONUÇLAR

Bir kazı projesinde önceden kazı performans tahmini ve kazı maliyetlerini belirlemek, buna bağlı olarak projenin ne kadar süre içerisinde sonlanacağını kestirmek, yüklenicilere iyi bir proje planlaması yapabilmek için avantajlar sağlamaktadır.

Bu çalışma ile verilen herhangi bir giriş parametresiyle HK'ların tüm tasarım ve işletme parametreleri hesaplanabilir ve ayrıca bu değerlere karşılık gelen HK toplam maliyeti bulunabilir.

Ayrıca maksimum verimle çalışması için HK kullanırken dikkat edilmesi gereken kurallar, HK'ların kullanım alanları, sahip olduğu üstünlüklere de değinilmiştir.

Mühendis veya proje planlayıcısı Şekil 8'de verilen akım şeması, metin içinde verilen eşitlikler ve grafikleri kullanarak doğrudan bir HK belirleyebilir ve piyasada çok sayıda firmanın ürettiği HK'lardan birini bu parametrelere göre seçebilir.

Bunun yanında kesiti belli bir tünelde örneğin 6 m/gün ilerlemek için gerekli HK'yı ve tasarım parametrelerini "geri analiz" yaparak bulabilir.

Her ne kadar TBM ve kollu makineler HK'lardan daha hızlı kazı yapsalar da, yatırım maliyeti ve işin bitiş süresi sınırlamaları proje planlayıcılarını -Trakya formasyonu gibi kayaçların kazısında- düşük maliyetleriyle HK seçimine yönlendirmektedir.

HK ile kazı, bir hat boyunca bir kaç kuyu açıp, bu kuyuların bir çok kazı aynasından birbirine yaklaşması prensibinden hareketle ve maliyetleri de uygun olduğundan bir yerine bir çok HK kullanma şansı verir. Bu durumda işin istenildiği şekilde yürütmesi için iyi bir

lojistik destek gerekse de toplam ilerlemeler karşılaştırıldığında tek hatta çalışan tam cepheli ve kollu makinaların performanslarına yaklaşacaktır. İstanbulda HK'larla bu şekilde yapılan 4.Levent – Maslak metro kazısında (4

şaft, bir yaklaşım tüneline 8 ileri 8 geri hat, her 4 hat için 2 HK) günlük ortalama 17m kazı yapılmaktadır.

Çizelge 4. KÜA=1000 kg'a göre hesaplanan tüm parametreler ve değerleri

Başvurulan Şekil	Kullanılan Eşitlik	Hesaplanan Parametre	Sonuç
Şekil 3	$KÜA = 94.68TA_{\min}^{0.97}$	TA_{\min}	11.36 t
Şekil 3	$KÜA = 33.26TA_{\maks}^{1.135}$	TA_{\maks}	20.06 t
Şekil 3	$KÜA = 6.40P_g^{1.402}$	P_g	36.7 kW
Şekil 3	$P_ç = 0.49P_g^{1.108}$	$P_ç$	26.5 kW
Şekil 3	$HK_{\text{ver}} = P_ç / P_g$	HK_{ver}	0.722
Şekil 4	$DE = 27.474P_ç^{1.335}$	DE	2182.5 J
Şekil 4	$DE = 3.111GYA_{\min}^{1.443}$	GYA_{\min}	93.82 lt/dk
Şekil 4	$DE = 0.466GYA_{\maks}^{1.691}$	GYA_{\maks}	148.13lt/dk
Şekil 5	$DS_{\maks} = 5997KÜA^{-0.30}$	DS_{\maks}	755 adet/dk
Eşitlik 5	$RMCI = \sigma_c (RQD / 100)^{2/3}$	RMCI	10.26 MPa
Eşitlik 4	$IBR = 4.24P(RMCI)^{-0.567}$	IBR (26.5kW=35.5HP)	40.20 m ³ /h
Şekil 7	$KÜF = 77.3KÜA^{0.731}$	KÜF	12 055Euro
Kaynaklar	İnternet 3	TÜF	29 500Euro*
Çizelge 4	KÜF+TÜF	HKTopl.maliyet	41 555 Euro

* 23 t'luk Akerman EC 230 B'nin fiyatı "İnternet 3 ağ" sayfasından seçilmiştir

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın oluşmasında ve yapılmasında desteklerini esirgemeyen Prof. Dr. Nuh Bilgin'e, tünellerde yapılan incelemelerde yardımlarından ötürü, İBB, Alsim-Alarko A.Ş. ve diğer taşeron mühendis ve çalışanlarına teşekkür eder, minnettarlığımı belirtmek isterim.

KAYNAKLAR

- Arioğlu, E., Yılmaz, A, O, 2001. Pratik madencilik problemleri, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, Ankara, Eylül, s.160-168.
- Bilgin, N., Dincer, T., Copur, H., 2002. The performance of impact hammers from Schmidt hammer rebound values in Istanbul tunnel drivages. *Tunnelling and Underground Space Technology* Vol.17, s.237-247.
- Bilgin, N., Kuzu, C., Eskikaya, S., 1997. Cutting performance of rock hammers and roadheaders in Istanbul metro drivages. *In: Proceedings of*

- theWord Tunnel Congress'97, Tunnels for People*, Balkema, pp. 455–460.
- Bilgin, N., Yazıcı, S., Eskikaya, S., 1996. A model to predict the performance of roadheaders and impact hammers in tunnel drivages. *In: Proceedings of the Eurock '96*, Balkema, pp.715 – 720.
- Gale, L., Verrinder J., 2006. Demolition and recycling international, *Buyers' Guide, Breakers, KHL Group Magazine*, pp. 16–41.
- İnternet 1
<http://www.lst-anbaugeraete.de/lieferprogramm/hydraulikhammer/hp/>
- İnternet 2
http://tr.bau-portal.com/gebraucht/_45.php
- İnternet 3
http://tr.bau-portal.com/verkauf/_11_100318115.php
- Karamustafa, I. 2002, İstanbul Metrosu Taksim-Yenikapı hattı tünel kazısında hidrolik kırıcı performans etüdü. *İ.Ü.FBE.Yük.lisans tezi*, ss.80.
- Marsden, P., Pollok, M., 2004. Demolition and recycling international, *Buyers' Guide, Breakers, KHL Group Magazine*, pp.15–30.
- Pakes, G., 1991. Selection of Methods, *World Tunnelling*, 4 no:9, November.
- Selimoglu, O., 2005. The study on the geotechnical factors affecting the excavation performance in Istanbul Metro tunnels. *In: Proceedings of the Underground Space Use, Analysis of the Past and Lessons for the Future*, Balkema, vol. 2 (04) pp. 681–685.
- Tunçdemir, H., 2007. Impact hammer applications in Istanbul metro tunnels, *Tunnel. Underg. Space Technol.* doi:10.1016/j.tust.2007.04.007
- Tümaç, D, 2001. Yenibosna-Havaalanı Hafif Raylı Metro Tüneli Tasarım İlkeleri ve Kazı Performansı, *İ.T.Ü. Lisans Tezi*,.

Kent Ulaşımında Metronun Yeri ve Önemi - İstanbul Örneği -

Place and Importance of Subway in Urban Transportation - İstanbul Example -

Şinasi Eskikaya

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İstanbul

ÖZET Geçmişinde olduğu gibi bugün de İstanbul'un en büyük sorunu "ulaşım"dır. Bu iş İstanbullular için çoğu zaman artık bir zahmet olmaktan çıkıp, günün belli saatlerinde ve/veya yağışlı havalarda adeta bir işkence halini almıştır. Dünya'daki bütün diğer büyük şehirler, yarım asırdan daha fazla bir zaman önce, ulaşımı yeraltına indirerek bu sorunu çözmüşken, İstanbul bu gelişmeyi uzaktan seyretmiş, ulaşım sorununu yüzeysel düzenlemelerle halletme yoluna gitmiştir. Bugün "raylı sistem" adı altında yürütülen çabalar da, bir süre için bir miktar rahatlama hasıl etse de, kısa zamanda o da yetersiz kalacaktır. Kalıcı tek çözüm, 17 milyon olduğu varsayılan günlük seyahat olayının en az % 80'ini (hatta daha fazlasını) karşılayacak şekilde, birbirine bağlı birçok hattan oluşan yüzlerce km uzunluğunda metro yapmaktır. Hem de hemen!.. Hiç vakit kaybetmeden...

ABSTRACT İstanbul, due to its unique geographic location and historical background, plays a very important role in the country's economy and commerce. Many industrial and banking activities are located in this city. It is also a centre of arts and culture. Nevertheless, it has been faced with very heavy traffic problem. Millions of people mobilize everyday to reach their workplaces, schools, shopping centers and then return back to their homes. In fact, number of trip per day is more than 17 millions. But share of metro in this enormous mobilization is not even 2 %. However, if all kind of rail transport is concerned, this share increases up to 5.7 %. As compared with other big cities of the world like Tokyo, London, etc., in which metro transport has over 80 % share, this 5.7 % looks like very insignificant. Since people living in İstanbul are suffering from this situation very strongly, something must be done very quickly. There is only one way to solve this problem: to construct several hundred kilometers metro lines and metro links which will have at least 80 % share in this traffic activities. All lines must serve the city centre and surrounding highly populated areas and also must extend to most distant suburbs in the future. There is no time to be lost!..

1 GİRİŞ

Ulaşım konusu, bütün büyük kentlerin en başta gelen ve hemen hiç bitmeyen, sıkıntılı bir sorunudur. Bu sorun, İstanbul gibi, yerleşim hızı ve nüfus artış oranı çok büyük

olduğu halde ulaşım alt yapısı uzun yıllar ihmal edilmiş olan bir büyük şehirde çok daha girift bir hal almaktadır. Kaldı ki İstanbul, herhangi bir "Büyükşehir" de değildir. Onu, Paris, Berlin, ya da Moskova gibi büyük şehirlerden çok daha ayrı bir yere koymak

gerekir. O, yeryüzünün en önemli iki kıtasını birleştirmek gibi müstesna bir coğrafi konuma, çok zengin bir tarihe ve eşsiz bir güzelliğe sahip muhteşem bir şehir ve aynı zamanda çok güçlü bir cazibe merkezidir. Bu gibi özellikleri olan bir şehrin halkını, ulaşım yetersizliğinden doğan bir işkencenin içine atarak günlük hayatı çekilmez hale getirmek, bu şehre ve içinde yaşayanlara yapılabilecek en büyük kötülüktür.

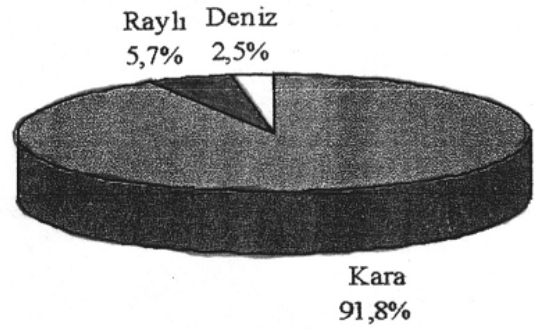
Ulaşım sorununa çözüm arayışları, yakın zaman kadar *araç bazlı* idi. Yani yeni yollar yaparak, kavşaklar inşa ederek ve trafik akışına yeni düzenlemeler getirerek yollardaki araçların hareket kabiliyetlerini arttırmak ulaşım sorununu halletme yönünde başvurulan yegane metottu. Dünyadaki diğer büyük şehirlerin pek çoğunda bu konunun, hem de çok uzun yıllar önce nasıl halledilmiş olduğu hiç dikkate alınmamış, ya da, alınmış olsa bile, bu yönde herhangi bir ciddi teşebbüste bulunulmamıştır. Bu affedilmez ihmal, kendi dönemlerinin Büyükşehir Belediye Başkanları olan Sayın **Bedrettin Dalan** ile Sayın Prof. Dr. **Nurettin Sözen** zamanına kadar sürmüştür. Bu açıdan bakıldığında Sayın **Dalan**'ın hafif metroyu başlatması, Sayın **Sözen**'in de 1992'de ilk metro kazısını gerçekleştirmesi ulaşım sorununun çözümünde bir dönüm noktası niteliindedir.

İstanbul gibi, zaten çok kalabalık olmasının yanı sıra, her yıl önemli ölçüde nüfus artışına sahne olan ve milyonlarca turist akınına uğrayıp 24 saat canlı kalan bir şehrin ulaşım sorununu, her yönüyle ve yüzde yüze yakın bir mükemmellikle çözme imkanı yoktur. Bununla beraber, bugünkü teknolojik imkanların elverdiği ölçüde, yapılması gerekenin en doğrusunu, en iyi ve en kısa sürede gerçekleştirerek, halkı ıstıraptan kurtarmak ve İstanbul'u, şanına yakışır bir ulaşım sistemine kavuşturmak da, başta yetkililer olmak üzere, herkesin üzerine düşen bir görevdir. Bunun da yolu İstanbul'u yüzlerce km.lik bir metro ağına kavuşturmaktan geçer.

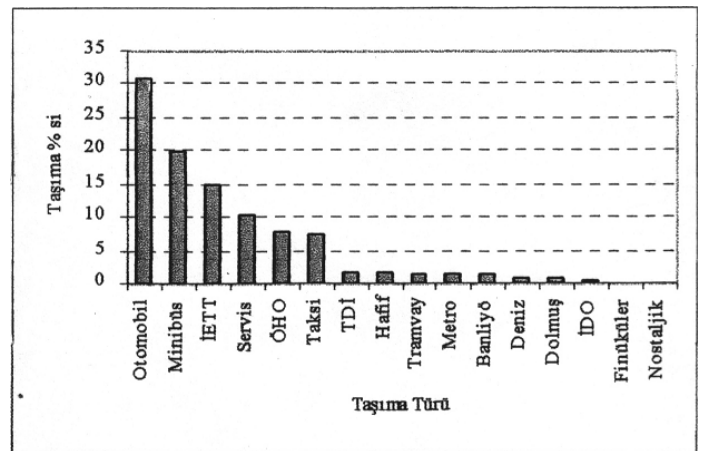
Burada bir noktaya işaret etmek gerekir: çok sık kullanılan "raylı sistem" sözcüğünün aldatıcı bir yanı vardır. Zira, bu tarifi içine, başta metro olmak üzere, hafif metro ve cadde tramvayı ile, banliyö trenleri de

girmektedir. Bunların ortak yanları ray üzerinde yürümek olmakla birlikte, ulaşım katkıları açısından oynadıkları roller farklıdır. Bu sebeple, çoğu raporlarda ve yayınlarda yer aldığı ve demeçlerde gündeme getirildiği gibi, bunların hepsini aynı kefeye koyup tek bir isim altında toplamak, sanki hepsinden de aynı ölçüde katkı alınacağı gibi bir izlenime yol açtığı için, konuşmalarda ve yayınlarda, özellikle metroyu diğerlerinden ayırmakta yarar vardır.

İstanbul'da ulaşımın %91,8'i karayoluyla yapılmaktadır (Şekil 1,2)[1]. Raylı sistemin payı sadece %5,7 (ki bunun ancak %1,8'i metrodur), deniz ulaşımının payı ise %2,5'tur. Kara taşımacılığında en önemli toplu taşıma aracı olan otobüslerin payı %22'dir, minibüslerin payı da buna yakın yani %20'dir. Ama otomobillerin payı, otobüslerden de fazla %30'dur.

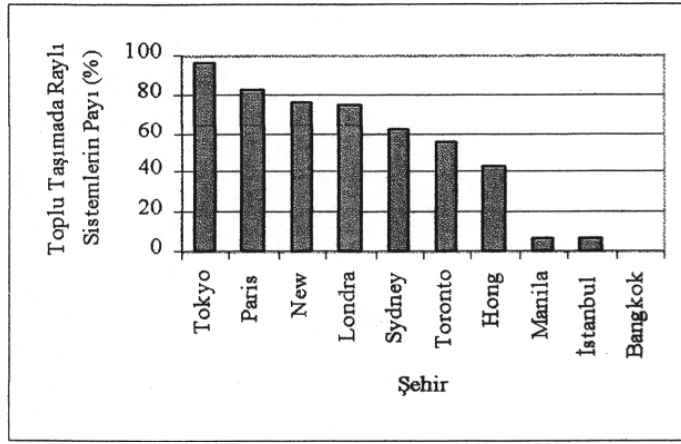


Şekil 1. İstanbul Ulaşımının Yapısı [1]



Şekil 2. İstanbul Ulaşımının Türel Dağılımı [1]

Diğer yandan, İstanbul ile kıyaslanabilecek dünyadaki diğer büyük şehirlerin ulaşım sistemlerine bakıldığında, yarım asırdan daha fazla süren ihmalin bu şehre ne kaybettirdiği çok açık olarak ortaya çıkmaktadır. Nitekim Şekil 3’de de görüldüğü gibi Tokyo, Paris, New York, Londra gibi şehirlerde raylı ulaşım sistemlerinin (bunların çok büyük bir kısmı muhtemelen metro) ulaşımındaki payları %80’lerin üzerindedir [1]. Dolayısıyla, bu şehirlerdeki konuma gelebilmek ve geçmiş yıllardaki ihmallerden doğan açığı kapatabilmek için, İstanbul’da önümüzdeki yıllarda, metro yapımı açısından normalin üstünde, yani olağanüstü bir gayret göstermek gerekmektedir. Hedef, çok kısa bir sürede İstanbul’u, ulaşımındaki payını en az %80’in üzerine çıkaracak şekilde bir metro ağına kavuşturmak olmalıdır.



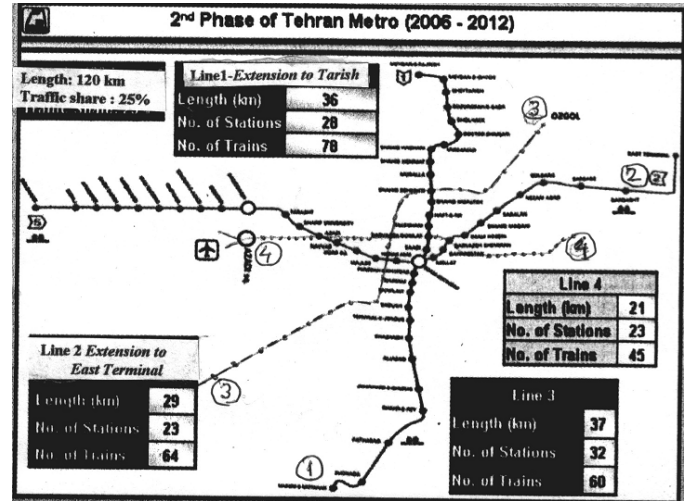
Şekil 3. Değişik Şehirlerde Raylı Sistemlerin Toplu Taşımadaki Payı [1]

Eşsiz coğrafi konumu, müstesna tarihi zenginliği ve muhteşem güzelliği bir yana, bunlara ek olarak, “gelir vergisi, ticaret hacmi, endüstriyel faaliyetler ve kültür-sanat” açısından da ülkenin belkemiği durumunda olan böyle bir şehri, çoktan hak ettiği bir ulaşım rahatlığına kavuşturma yolunda önüne konulacak her engel, bu şehre yapılabilecek en büyük kötülüktür. Birike birike çok ağırlaşmış olan böyle bir yükün altına girecek ve onu taşımaya talip olacak olan kişilerin, birtakım seçkin özelliklere sahip olması gerekir. Çeşitli alternatifler arasında “*en doğrusunu bulabilme yeteneği*” bunların içinde en önemlilerinden biridir. Çünkü, burada yapılan yanlışın sonradan telafisi çok

zordur. Bu kişide ayrıca, sorunun o yolla çözüleceğine dair tam bir inanç, güçlüklerden yılmayacak derecede cesaret ve işi sonuna kadar götüreceği derecede azim olması lazımdır. Ayrıca, çözüm için gerekli koşul ve imkanları sağlayacak kadar da becerikli olması gerekmektedir. Ama bütün bunlardan daha önemlisi *çok geniş bir görüş açısına*, bir başka deyişle, *iyi bir vizyona* sahip olmak, olmazsa olmaz niteliklerden biridir.

2 TAHRAN VE GUANGZHOU'DAKİ METRO ÇALIŞMALARI

Yazarın inancına göre İstanbul’un ulaşım sorununun çözümünde en iyi sonuç verecek yöntem “metro”dur. Bütün büyük şehirler bu sorunu böyle halletmişlerdir. Amerika’yı yeniden keşfetmeye gerek yoktur. Ulaşım sorununa yeni el atan dünyadaki diğer şehirler de aynı yolu izlemektedir. Buna örnek olarak, biri yakınımızda Tahran, diğeri de uzağımızda, Çin’in Guangzhou şehirlerindeki metro çalışmaları verilecektir.



Şekil 4. Tahran Metrosunun 2. Etapı [2]

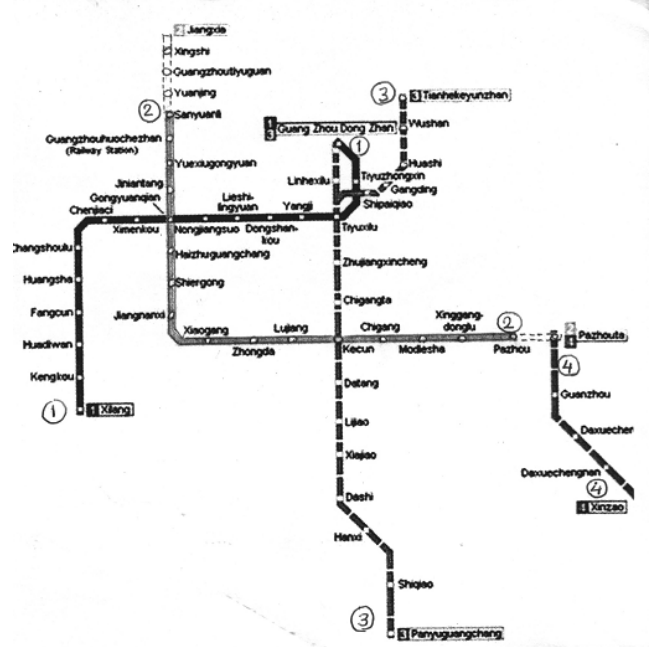
Tahran’ın nüfusu İstanbul’dan daha azdır. Yolcu hareketi ise, 2006 itibariyle 12 milyon civarındadır (İstanbul’da 17 milyon). Kent ulaşımının %23’ü otobüs, %13’ü minibüs, %20’si taksi, %23’ü özel oto, %16’sı diğer vasıtalarla yapılırken, metronun payı sadece %7 kadardır [2]. Şekil 4’te de görüldüğü gibi, 2006 ile 2012 arasındaki 6 yıllık sürede, halen faaliyette olan hatlara yeni hatlar ilave edip, metro hat uzunluğunu 120 km’ye

çıkarmak suretiyle, metronun ulaşımındaki payını %25'e çıkarmayı amaçlamaktadırlar.

Hat yapım finansmanının yarısı hükümet, yarısı ise belediye tarafından karşılanmaktadır. İstasyonların finansmanında ise özel sektör kullanılmaktadır. Maliyetler dikkati çekecek derecede düşüktür: Dünya ortalaması 80 milyon \$/km civarında iken, Tahran metrosunda bu 40-50 milyon \$/km olmaktadır. İnşaat faaliyeti, hat uzunluklarının, her biri 3-3,5 yılda tamamlanacak şekilde, kısımlara ayrılarak sürdürülmektedir. 2020 yılına kadar hat sayısını 8'e çıkarıp 228 istasyonlu 200 km'lik bir metro ağı ile, günde 7 milyon yolcu taşınması planlanmaktadır.

İkinci örnek Çin'den. Guangzhou şehri, güney Çin'de, yüzlerce yıldır Guangdong bölgesinin başkenti durumundadır. Pearl Nehri üzerinde, 4 milyonu merkezde olmak üzere, banliyöleriyle 7 milyon nüfusu barındıran uluslararası bir liman olup Çin'in güneye açılan kapısıdır. Şu anda, Şekil 5'te de görüldüğü gibi, 84 km.lik bir metro hattına sahiptir. Her ne kadar nüfusu İstanbul'un yarısı kadar ise de, bu örneğin seçilmesindeki sebep, iki noktada İstanbul ile benzerliğinin bulunmasıdır; birinci benzerlik hattın, Pearl Nehri'ni geçişinin, 450 m uzunluğunda daldırma tüp ile yapılmış olmasındandır. İkinci benzerlik noktası ise, metro kazılarının hemen hemen aynı anda başlamış olması hususudur. Nitekim, Guangzhou 1991 yılında, İstanbul 1992 yılında kazıya başlamışlardır. Bugün gelinen nokta ise, İstanbul'un çalışan 8 km.lik tek hattına karşılık, Guangzhou'nun serviste, 84 km uzunluğunda 4 hattı bulunmaktadır [3]. Bu hatların durumu şöyledir:

- 1. Hat: 18,5 km uzunluğunda olup, kazısına 1991 de başlanmış ve 1997'de servise alınmıştır.
- 2. Hat: 18 km uzunluğundaki 16 istasyonlu bu hat, 2003 de çalışmaya başlamıştır, uzunluğu 2010 yılına kadar 22 km'ye tamamlanacaktır.
- 3. Hat: 36,1 km uzunluğundaki bu hat 2005 yılı sonunda faaliyete geçmiştir.
- 4. Hat: 11 km uzunluğundaki bu hat da, 2006'da hizmete alınmıştır.



Şekil 5. Guangzhou Metro'su, 1. Etap [3]

Hatların bu kadar kısa sürede tamamlanarak hizmete alınmasındaki ana faktör, güzergahların çok küçük dilimlere ayrılarak, birçok kazının aynı anda yapılabilmesi olmalıdır. Mesela 2. Hattın toplam 7,7 km.lik kısmı 4 Herrenknecht TBM ile; 3. Hattın toplam 38,5 km.si 11 Herrenknecht, 2 Mitsubishi ve 2 Wirth TBM ile; 4. Hattın toplam 13,7 km.lik kısmı da 4 Mitsubishi; 3 Herrenknecht ve 1 Komatsu TBM ile aşılmıştır. Her TBM'e düşen hat uzunluğu 1,8 ile 2 km arasında olmaktadır. Orta vadeli planda 4 yıl içinde toplam 84,5 km.lik 4 yeni hat daha (Hat 5: 29 km, Hat 6: 17 km, Hat 7: 21 km ve Hat 8: 17,5 km) açılacak ve 2010 yılında toplam metro uzunluğu, 15 yıl gibi kısa bir sürede 170 km. ye ulaşmış olacaktır. Uzun vadeli planda ise, metro uzunluğunun 450 km ye çıkarılması ve bunun 70 km.lik banliyö tren hatlarıyla desteklenerek 520 km.lik bir raylı sistemin gerçekleştirilmesi öngörülmektedir.

Dikkat edilmesi gereken nokta, yukarıda verilen hat uzunluklarının hepsinin de "metro" oluşudur.

İstasyonları, giriş-çıkışları, bağlantı tünelleri ve mekanik-elektrik donanımları da dahil olmak üzere, yılda ortalama 21-22 km metro yapıp 4 yıllık bir sürede 84,5 km.lik bir metro ağını tamamlayarak devreye sokmak!.. Hem de İstanbul'un yarısı büyüklüğündeki bir şehirde? Bundan alınacak çok ders vardır.

3 İSTANBUL'DAKİ DURUM

Gerek Tahran gerekse Guangzhou'da, kısa sürede önemli uzunlukta metro yapımı gerçekleştirilirken, İstanbul'un bu kadar geride kalmasının sebebi nedir? İstenirse sayfalar dolusu sebep sayılabilir ve mazeret uydurulabilir. Ama, yazarın inanışına göre başlıca faktör “vizyon eksikliği”dir. Bu, uzmanından yöneticisine kadar hemen her kademede ve hemen her olayda böyledir ve böyle olmuştur: İstanbul-İzmit karayolu (E-5) yapılırken 25 senede ulaşılacağı varsayılan trafik yoğunluğuna 5 yılda ulaşılmış; keza Boğaziçi Köprüsü de gene 20-25 senede alacağı düşünülen trafik yüküne 4. yılın sonunda ulaşmıştır. Örnekleri çoğaltmak mümkündür. Kısaca söylemek gerekirse, gerek uzmanların gerekse yöneticilerin vizyonları, ülkenin “müthiş” kelimesi ile ifade edilebilecek dinamizmi yanında yetersiz kalmaktadır. Nitekim biraz sonra verilecek örneklerde bu husus açıkça görülecektir.

3.1 İTÜ Planı

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından 1998 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi'ne bir “Ulaşım Planı” yaptırılmıştır. Daha sonra başka bir uzman kuruluş [4], hazırladığı geniş ve kapsamlı bir raporda, hem İTÜ planını irdeleyip eleştirmiş, hem de kendi görüşlerini ve çözüm önerilerini dile getirmiştir.

Bu rapordan edinilen bilgilere göre İTÜ planında 102 km metro, 88 km hafif metro ve 97 km de mevcut banliyö hatları olmak üzere 2010 yılı için 309 km uzunluğunda bir “raylı sistem” hedeflenmiştir. İTÜ planına göre, kent ulaşımında toplu taşımanın payının, 1996'daki %56,9'dan 2010 yılında %59'a çıkacağı varsayılmaktadır. 14 yıllık bir süre için bu çok cılız bir hedeftir. Bu %59'un içinde raylı sistemin payı %32, otobüs taşımacılığının payı ise %27'dir. 309 km raylı sistemin sadece 102 km.sinin metro olduğu göz önüne alınırsa, hedef tutturulsa bile kent ulaşımında metronun payı sadece %10 civarında kalacaktır. Bunun yeterli olamayacağı aşikardır.

Büyükşehir Belediyesi raylı sistem ağını, 2023 yılında 512 km'ye çıkarmayı düşünmektedir. Bu 512 km.nin ne kadarının

metro olduğu, yazarın bilgisi dahilinde değildir. Belediyenin, gerek halen yapılmakta olan, gerekse ileride yapılması düşünülen raylı sistem tiplerini ve güzergahlarını gösteren, herkesin kolaylıkla elde edebileceği bir broşürü bulunmamaktadır. Ayrıca, sözkonusu hedeflere, belirtilen zamanlarda ulaşılacağı de kuşkuludur. Geçmiş yıllardaki uygulamalarla kıyaslandığında, bugünkü kazı çalışmalarının çok daha hızlı kazandığı şüphesizdir. Zira kazı, artık mekanize hale gelmiştir. 2007 yılında sunulan bir bildiri den edinilen bilgilere göre, İstanbul metro kazılarında, şu anda 4 Herrenknecht, 4 Lovat ve 4 Hitachi TBM faaliyet halindedir [5]. 2006 yılında yayınlanan bir başka makalede ise [1], İstanbul'da yapımı devam eden ve ihale aşamasında olan raylı sistemler şu şekilde verilmektedir:

Çizelge 1. İstanbul'da Yapımı Devam Eden ve İhale Safhasında Olan Raylı Sistemlerin Uzunlukları [1]

Cinsi	Yapımı Devam Eden (km)	İhale Safhasında olan (km)	Toplam (km)
Metro	33,2	40,0	73,2
Hafif Metro	5,2	56,6	61,8
Cadde Tramvayı	15,8	19,7	35,5
Boğaz Tüp Geçiş	13,6	-----	13,6
TOPLAM	67,8	116,3	184,1

Çizelgelerdeki duruma bakılırsa, İTÜ planında 2010 yılı için konulan hedeflere ulaşılması biraz şüpheli gibi görülmektedir. Yazarın şahsi fikrine göre planın en zayıf tarafı, ulaşımındaki ağırlığı metroya vermek yerine, raylı sistemin muhtelif elemanları arasında dağıtma yoluna gidilmiş olmasıdır. Bu ise, yolculuktaki kaçınılmaz kesikliklerden dolayı, hem mevcut çilenin, biraz hafiflese bile, gene devam etmesine, hem de, metroya nazaran, yolculuk süresinin daha uzun olmasına yol açacaktır.

Çizelge 2. İstanbul’da 2006 Yılı İtibariyle Yapımı Devam Eden ve İhale Safhasında Olan Raylı Sistemler [1]

a)Yapımı Devam Edenler

Proje	Güzergah	Uzunluk (km)
Metro	Levent-Ayazağa (2. etap)	3,6
Metro	Kadıköy-Kartal	21,5
Metro	Taksim-Yenikapı	5,2
Metro	İkitelli-Olimpiyat Köyü	2,9
Hafif Metro	Aksaray-Yenikapı	0,7
Hafif Metro	Otogar-Bağcılar	4,5
Cadde Tramvayı	Vezneciler -Sultançiftliği	15,8
Boğaz Tüp Geçiş	Kadıköy - Eminönü	13,6
TOPLAM		67,8

b)İhale Safhasında Olanlar

Proje	Güzergah	Uzunluk (km)
Metro	Yenikapı-Bağcılar	11,8
Metro	Mahmutbey-İkitelli-Başakşehir	14,2
Lineer Metro	Beşiktaş-Şişli-Otogar	14,0
Hafif Metro	Üsküdar-Altunizade-Tepeüstü	11,5
Hafif Metro	Tepeüstü-Dudullu-Samandıra	9,5
Hafif Metro	Göztepe-Ümraniye	5,0
Hafif Metro	Kartal-Kurtköy-Havalaanı	9,6
Hafif Metro	Bakırköy-Sefaköy-Avcılar-Beylikdüzü	21,0
CaddeTramvayı	Zeytinburnu-Bakırköy	3,7
CaddeTramvayı	Haliç Kıyısı-G.Osmanpaşa	16,0
TOPLAM		116,3

3.2 Uzman Raporları

İTÜ’nün yaptığı planı irdeleme ve değerlendirme amacıyla, uzman bir kuruluş tarafından hazırlanan diğer bir raporda, “metro ağını, öncelikle şehrin merkezi iş bölgesinde oluşturmaya başlamak ve bu bölgede, uzun vadede, gidecekleri yere varmak için yürümeyi en aza indirecek veya ikinci bir vasıta kullanmayı gerektirmeyecek bir yoğunluğa eriştirmek gerekir ki özel araç kullanımı tercih edilmesin” şeklinde bir ifade yer almaktadır. Bu çok doğru tespitin açılımı “metro” demektir. Yeraltında, hepsi de birbirine bağlı çeşitli hatlardan oluşan bir metro ağı!.. Ne var ki aynı raporun muhtelif

yerlerinde, bu tespitin özüne ters düşen görüşler yer almıştır. İşte onlardan birkaçı:

“Toplu taşıma bütün dünyada desteklenmektedir. Fakat, hiçbir şekilde raylı sisteme öncelik veren bir ulaşım planı yapılmamıştır.”

Bu durumda insanın aklına “Tokyo, Paris, Londra gibi büyük şehirlerde, ulaşımın %80’den fazlasının raylı sistemle yapılıyor olması acaba nasıl bir planlamanın sonucudur?” sorusu gelmektedir.

“Şehrin çok yolcusu olan koridorlarında, yüzeyde yer kalmayınca yeraltına inerek metro yapmak, çok pahalı olan bu sistemi finanse edecek şartlar bulunduğu desteklenmelidir. Ancak bu çözümler birkaç koridoru rahatlatmaktan ibarettir. İstanbul ulaşım sorununun bütününi çözmek değildir.”

Bu görüş de yanlıştır ve vizyon eksikliğini göstermektedir. “Yüzeyde yer kalmadığı zaman bile, eğer finansman yoksa, metro yapma” demektir. Peki o zaman sorun nasıl çözülecektir? Halbuki yaklaşım “finansmanın varsa metro yap” yerine, “metro yapmak için finansman bul” şeklinde olmalıydı.

“Sadece 300 km raylı sistem yapmak için 12 milyar \$’lık yatırım gücü bulmak, gerçekçi olmayan, dünyada eşi olmayan bir istektir.”

Bu görüş temelden yanlıştır. Eğer çözüm raylı sistemden geçiyorsa, finansman bedeli 12 milyar değil de 22 milyar \$ bile olsa, o sistem yapılacak ve sorun çözülecektir. Tüm dünya da ulaşım sorununu böyle çözmüştür. Ancak, burada özenle üzerinde durulması gereken husus, bahse konu 300 km.lik raylı sistem içinde sadece 100 km.lik metro bulunduğu. Yani 300 km.lik ağ birbiri ile entegre değildir, kesiklidir. Asıl bu özellikten dolayı önerilmiş olan çözüm yetersizdir yoksa finansman yüksekliğinden değil.

“Dünyada, ticari faaliyet yapan, yatırımını geriye ödeyen, kar eden bir metro bulunmamaktadır.”

İstanbul’un ulaşım sorununu “kar etme ve geri ödeme” mantığı ile ele almak demek, “konunun çözülmesini istememek” demektir. Ama ister istemez insanın aklına şöyle bir soru gelmektedir. Raporla, önceliğin karayolu taşımacılığına verilmesi ısrarla

vurgulandığına göre, aynı mantıkla düşünülürse, kent içi karayolu ulaşımı için yapılacak yol, kavşak ve köprü gibi elemanların geri ödemeleri ve karlı olma durumları nasıl temin edilecektir?

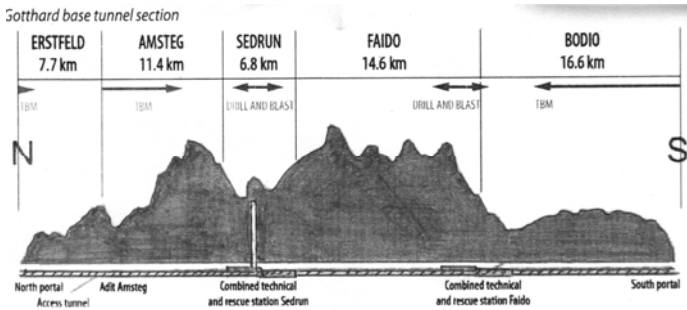
Olayın böyle bir felsefeyle ele alınıp değerlendirilmesi, yöneticilerin vizyon eksikliği ile birleştiğinde, İstanbul'un neden metro yapımında yarım asırdan fazla zaman kaybettiği daha iyi anlaşılır hale gelmektedir.

4 İSTANBUL İÇİN METRO ZORUNLULUĞU

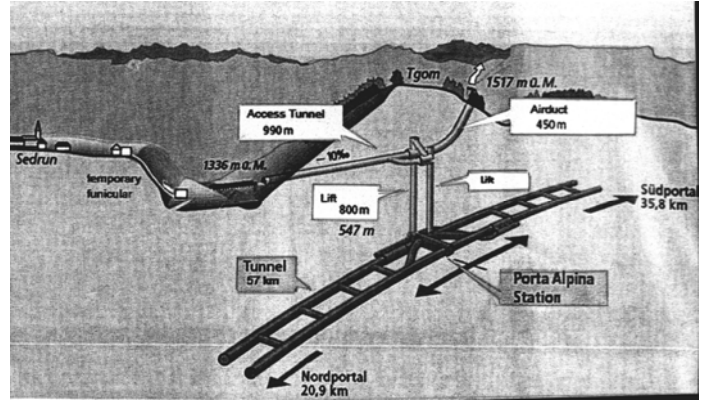
İstanbul'un müzmin ve kronikleşmiş ulaşım sorununu halletmenin en etkili yolu, içinde yaşayanları *hiç yeryüzüne çıkmadan ve en az hat değişimi yapmak suretiyle, en kısa sürede ve olabilecek en az zahmetle gitmek istedikleri yere ulaştıracak* bir metro ağına kavuşturmaktan geçmektedir. Bu amacın önüne finans unsurunu bir mazeret olarak koymak mümkün değildir. Buna en güzel örnek İsviçre'deki Saint Gotthard Tüneli'dir.

4.1 Saint Gotthard Tüneli [6,7,8]

57 km uzunluğundaki bu hızlı tren tüneli, yüzeyden 2 km derinlikte, İsviçre Alplerini kuzey-güney istikametinde geçecek şekilde tasarlanmıştır. (Şek. 6 ve 7). Tünelin kazı performansları fevkalade olmuştur. Bu tünel sayesinde, saatte 250 km hızla hareket edecek trenle önemli merkezler arasındaki mesafe kılacak ve bu arada, mesela Zürih ile Milano arası 3,5 saatten 1 saate inecektir.



Şekil 6. Saint Gotthard Tüneli Kesiti [8]



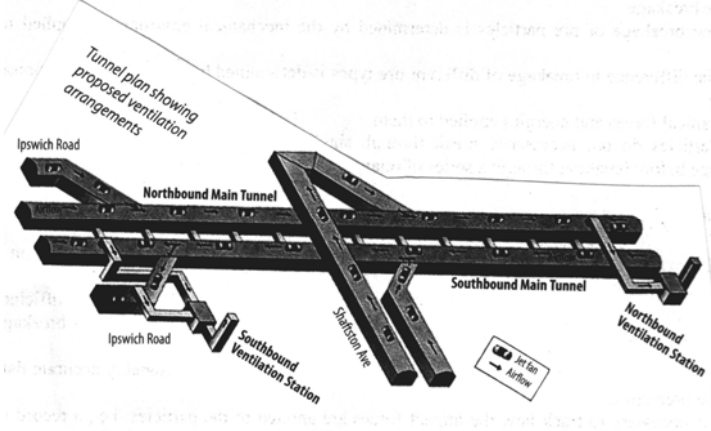
Şekil 7. Saint Gotthard Tüneli Perspektifi [7]

Bu tünel örneğinin burada verilmesinin iki sebebi vardır: Birincisi, TBM teknolojisindeki muazzam ilerlemenin geldiği noktadır. Güneyde, Bodio'dan başlayıp Faido istikametine ilerleyen TBM, 13 km.lik bir ilerlemeden sonra, aksi yönden kendisine doğru ilerleyen tünelle karşılaştığında tüneller birbirine sadece 2 cm düşey ve 5 cm yatay sapma ile kavuşmuşlardır. [9]. Bu kadar uzun mesafede böylesine küçük bir sapma müthiş bir başarıdır. İkinci sebep ise, İstanbul metrosunu çok daha yakından ilgilendirmektedir: Şekillerde de görüldüğü gibi, tren güzergahından 900 m yukarıda, dağların arasındaki bir vadide **Sedrun** kasabası yer almaktadır. Kasaba halkı, tren yolunda kendileri için bir istasyon istemişlerdir. Tren yolu idaresi, hızlı tren hareketinde bir kesintiye yol açacağı gerekçesiyle bu isteğe şiddetle karşı çıkmışsa da, kasaba halkının baskısı sonucu, bu isteğe boyun eğmek zorunda kalmıştır. İstasyon tesis edildikten sonra, Sedrun halkının bu istasyona ulaşması için 800'er metre derinlikte yan yana iki kuyu ve bu kuyulara ulaşım için de, yeryüzünde 1 km.lik bir tünel açılmıştır.

Böyle bir olay Türkiye'de hayal bile edilemez. Ama doğru olanı, İsviçre'deki uygulamadır. Halkın ulaşım sorununun halledilmesi için en etkin ve doğru yöntem ne ise o tespit edildikten sonra, artık bunun maliyetine bakılmadan mutlaka gerçekleştirilmesi gerekir. Bu örnekten alınacak bir diğer ders ise, bir yörede (diyelim ki, mesela İstanbul'da) halkın bilinçlenip de kendi yararına olan bir şeyi istemesi halinde, yöneticilerin, bunu kabul etmekten başka çarelerinin olamayacağı gerçeğidir.

5 İSTANBUL'DA ULAŞIM VE RAYLI SİSTEMLER

Şu andaki görünüş, şehrin nüfusça yoğun bazı merkezlerinin raylı sistemlerle birbirine bağlanmaya çalışıldığıdır. [1,10]. Bu müspet olayın zayıf tarafları şunlardır:



Şekil 8. Madrid'de, Şehir içi "by-pass" Karayolu Tüneli [11]

- Sistemlerin farklı olmasından dolayı, sistem değiştirmek zorunda kalan biri için uzun yürüyüşler gerekebilmektedir.
- Gerek yapı, gerekse güzergah bakımından hafif metro ve tramvayların hızları metro seviyesinde olmadığı için, yolculuk süreleri nispeten uzundur.
- Yapılmakta olan sınırlı sayıdaki metro hattının, yeraltında birbirleriyle bağlantısının olup olmadığı belli değildir.
- Esas olan "önemli iş ve dağılım merkezlerinin birbirleri ile metro yolu ile bağlanması" olduğu halde, bunun da gerçekleşmediği anlaşılmaktadır. Halbuki ilk etap metro yapımında "Taksim – Beşiktaş – Karaköy – Eminönü – Beyazıt - Aksaray" gibi İstanbul'un kalbi demek olan iş merkezleri ve dağılım noktaları, yeraltı metro ağı ile birbirlerine bağlanmalı idi. Böylece bu merkezler, buralardan geçecek hatlarla diğer noktalara da bağlanmış olacaktırlar.
- Halen faaliyette olan metroda, istasyon isim levhaları yetersizdir. 10-15 m ara ile ve mevcudun 3 katı kadar isim levhası konması gerekir. Keza şehir içi trafik levhaları da hem eksik hem de yanlış yönlendiricidir.

5.1 Şehir içi Kara Taşınması Tünelleri

Büyükşehirlerde, bazı akslardaki trafiğin bir kısmını yeraltına almak suretiyle o güzergahtaki yoğunluğu azaltmak, başvurulan yöntemlerden biridir. Birçok örneği olan bu uygulamaların en dikkat çekenlerinden biri de, Madrid'de gerçekleştirilmektedir. Şehrin en yoğun trafikli bölgesini alttan geçerek, bir ucunu diğer uçtaki M-30 otoyoluna bağlayan, her biri 3'er şeritli iki (gidiş-geliş) yer altı tüneli ile şehir yüzeyindeki trafik by-pass edilmektedir. (Şekil 6) [11,12]. Uzun etütler ve münakaşalar sonucu yapımına karar verilen böyle pahalı bir projenin, şehrin yerüstündeki araç trafiğine büyük bir rahatlama getireceği kuşkusuzdur. Ancak, basında yer alan haberlere göre, "7 tepeye 7 tünel" sloganı ile İstanbul'da yapılmak istenen kara taşımacılığı tünellerinden aynı faydayı beklemek mümkün değildir. Bilimsel olmaktan ziyade, bir film adını çağrıştıran bu slogan ile hangi akslara hangi uzunlukta hangi tünellerin yapılmak istendiği açıkça belirtilip, her platformda (gerek uzmanlar arasında gerekse halk nezdinde) iyice tartışılmadan böyle bir yola gidilmesi doğru değildir. Bu tür tedbirlere, daha çok yer altı metro ağı ile, insan taşıma sorununu büyük ölçüde halletmiş olan şehirlerde başvurulmaktadır. Unutulmamalı ki, İstanbul henüz bu işin başındadır.

6 SONUÇ

İstanbul gibi, her bakımdan çok büyük ve önemli olan bir şehrin, 17 milyon civarında olan seyahat talebini karşılayarak, kişiyi, şehrin bir noktasından bir başka noktasına en az sayıda hat değiştirerek en zahmetsiz şekilde (yeryüzüne çıkmak zorunda kalmadan) ve en kısa sürede ulaştırmanın tek yolu "metro"dur. İstanbul, her ne pahasına olursa olsun, 10-15 yıl gibi kısa bir sürede ilk etapta 300 km kadar uzunlukta olacağı tahmin edilen, birbirine bağlı bir metro şebekesine kavuşturulmalıdır. 50 milyon \$/km hesabıyla, 15 milyar \$ olması beklenen toplam finansmanın yıl başına düşecek miktarı, yapım sürecine göre, 1 ile 1,5 milyar \$ olacaktır ki, bu, bulunabilir bir finansman

rakamıdır. Bu şehirde yaşayanlar için, eziyet olmanın ötesinde, artık bir işkence halini almış olan müzminleşmiş bir sorunun çözümü konusunda bu meblağ fazla değildir. Bu müstesna şehrin, olayı bu yönüyle kavrayıp elini cesaretle ve kararlı bir şekilde taşın altına sokacak bir yönetim anlayışına ihtiyacı vardır.

KAYNAKLAR

- [1] Ocak, İ., Manisalı, E., Kentsel Raylı Taşıma Üzerine Bir İnceleme – İstanbul Örneği, SAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, Cilt 10, Sayı 2, s. 51-59, 2006.
- [2] Tunnelling & Trenchless Construction, July-August 2006, p.33.
- [3] Tunnelling & Trenchless Construction, April 2006, p.24.
- [4] Vecdi Diker Çalışma Grubu Raporu.
- [5] Bilgin, N., Çopur, H., Balcı, C., Tumaç, D., Düzyol, İ., İstanbul'da Yeraltı Yapılarının Dünü, Bugünü ve İTÜ Kazı Mekanizasyonu Laboratuvarının Gelişme Öyküsü, 1. Maden Makinaları Sempozyumu, Kütahya, Mayıs 2007.
- [6] Tunnelling & Trenchless Construction, September 2005, p.12.
- [7] Tunnelling & Trenchless Construction, January-February 2006, p.6.
- [8] Tunnelling & Trenchless Construction, October 2006, p.12.
- [9] Tunnelling & Trenchless Construction, November 2006, p.2.
- [10] Atlı Tramvaydan Günümüze Büyükşehir Belediyesi, Web Sayfası.
- [11] Tunnelling & Trenchless Construction, May 2006, p.8.

Dünya’da ve Türkiye’de Ulaşım Amaçlı Yeraltı Mühendislik Yapıları - Tarihsel Bir Bakış

Underground Engineering Structures of the World and Turkey for Transportation Purposes – A Historical Look

Mehmet Dinçer Köksal

Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü, Adapazarı

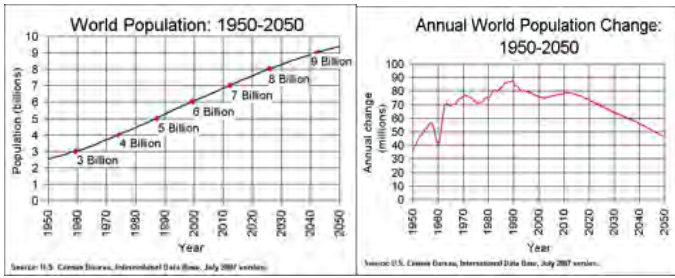
ÖZET Artan nüfus karşısında yerleşim alanlarının sabit kalması nedeniyle insanlar dikey bir biçimde yerleşme eğilimi göstermekte, belirli bir alana daha fazla insan düşmesi sonucu yoğunluk artmaktadır. Türkiye’de 1950’lerden sonra önemli inşaat projelerinin yapımına başlanmış ve bu çalışmalar özellikle 1980’lerden sonra hız kazanmıştır. Bugün, ülkemizin nüfusunun %30’u, en kalabalık beş ilde yaşamakta olup, bu oran 20 – 25 milyon kişiye tekabül eder. Türkiye’de tasarım aşamasında olanlar dahil, toplamı 162 km uzunluğunda 208 ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı bulunmaktadır. İstanbul’daki demiryolu ağının uzunluğu 111 km olduğu halde şu anda bunun yalnızca 8.2 km. si yeraltındadır. 1874 ile 1992 yılları arasında (118 yıl) ülkemizde yeraltı raylı taşımacılığı adına neredeyse hiçbir proje gerçekleştirilmemiştir. Oysa 1863 yılında Londra’da, 1868’de New York’ta 1871’de Paris’te, ilk Metrolar hizmete girmiştir. Dünyada 1983’te 50, 1993’te 150 metro şebekesi bulunmaktaydı. Bu çalışmada, Dünya’da ve Türkiye’de ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapılarının tarihsel gelişimi ve gelecek için öngörüler, istatistik ve sistematik bir yaklaşımla incelenmektedir.

ABSTRACT Population density increases because of the increase of population on a certain area of settlement. After a critical level, vertical developments in cities start to grow because of the lack of land area or change in city planning strategies. In Turkey, major civil engineering projects began in 1950’s and has accelerated after 1980. Today, the most populated five cities in Turkey where a total 20-25 million people have a 30% share of all country population. The total underground engineering structures in Turkey including the ones in design and feasibility phases are 208 structures of 162 km. The rail system in İstanbul is 111 km but only an 8 km is underground at the moment. Almost no underground railway system have been constructed between 1874 and 1992 in Turkey. But, London, New York, Paris, have started their underground structures in late 1850’s. The total number of Metro system in the world was 50 in 1983 and 150 in 1993. This study investigates underground transportation structures in the world and Turkey from a historical and statistical approach.

1 GİRİŞ

1.1 Nüfus ve Şehirlerde Dikey Gelişme

Dünya nüfusu 1804 yılında 1 milyar, 1927'de yani 123 yıl sonra 2 milyar, 33 yıl sonra 1960'ta ise 3 milyardı. Bundan yalnızca 14 yıl sonra 1974 te 4 milyara ulaştı. 1987'de (13 yıl sonra) 5 milyar oldu. 1999'da (12 yıl sonra) ise 6 milyar kişiye ulaştı. (UNPDID, 2007). Önümüzdeki elli yıl içinde beklenen dünya nüfusu ise şu şekilde özetlenebilir: 2010'da 6.8 milyar, 2020'de 7.6 milyar, 2030'da 8.3 milyar, 2040'ta 8.9 milyar, 2050'de 9.4 milyar (USCBID, 2007). Bu yazının yazıldığı anda ise (29.08.2007.10:55) 6,614,813,245 idi (USCBIPC, 2007). Sonuç olarak nüfusun artması, ancak bu artmanın yavaşlaması beklenmektedir. Şekil 1'de konu özetlenmektedir.



Şekil 1. Dünya nüfusunun durumu (1950-2050). Solda gerçekleşen ve beklenen nüfus, sağda yıllık değişim (UNPDID, 2007).

1.2 İnsan Yoğunluğu, Yaşam Kalitesi, İhtiyaçlar

Belirli bir alan üzerinde yaşayan insanların sayısı arttıkça sorunlar ortaya çıkmaya başlar. Kabaca "kalabalıklaşma" diye tarif edilebilecek olan bu olguyu düzenlemenin iki yolu vardır. Biri alanı büyütme, diğeri bir biçimde nüfus planlaması yapmak. Kısaca, hayatta olan insanların sayısı azalır o insanların yaşamakta olduğu alan tenhalaşmaya başlar. Günümüzde herbiri birkaç ülke nüfusuna eşit devasa şehirlerde yaşayan insanların başlıca çilelerinden birisi ulaşım sorunudur. Geleneksel yöntemler ile çözülemeyen ya da yavaş çözülen ulaşım sorunu, bu süreçte de birçok yan etkiler doğuran ve belirli stratejik emeller sonucunda yüceltilen karayolu taşımacılığı, enerjiye

bağımlı ve sanayisi gelişmemiş (ya da gelişmekte olan – belki de sömürgeleşmekte olan !) ülkeleri tam bir çıkmaza sürüklemektedir. Geleceği görme becerisine sahip yöneticilerin ve mühendislerin hem gezegeni kurtarma, hem de daha kaliteli (ucuz, hızlı, hatasız vb) ulaşım yöntemlerini uygulamaya başlamaları ile birlikte, artık olmazsa olmaz bir sistem olan toplu taşımacılık ve bunun özellikle raylı biçimleri son derece gündemdedir ve uygulanmaktadır. Şehir planlayanlar, mimar ve mühendislerin ortak çalışmaları ile artık şehirler dikey yönde büyüme eğilimine girmişleridir. Yüzeyde yatay gelişme, yeşil alanların yok edilmesi, gezegenin gereğinden çok ısınması, gereksiz biçimde karayolu ve fosil yakıtlara yönelme, altyapı sistemleri olmayan ya da yarım yamalak olan köy şehirlerin ya da dev köylerin kurulmasına yol açmış, öngörüsü, ufku, vicdanı kıt ve insan sevgisinden yoksun kişilerin önderliğinde birçok devletin ekonomik bağımsızlığı tehlikeye düşmüş, insanların mutsuzluğu birçok ek sorun getirmiş, mühendisliğin ana amaçlarından olan hayat kalitesini yükseltme gibi bir ülke gündemden düşmüştür. Nüfus, yerleşim alanı (yüzölçümü), kişi başına düşen milli gelir ve yaşam kalitesi düzeyleri gibi basit parametreler ile ilişki kurularak, şehirleşme ve bunun getirdiği değişim ihtiyaçları arasında bir bağlantı sağlanabilir. Şehirleşmenin gelişmesi, nüfus artışına paralel olarak yeni yerleşim bölgelerinin açılması (yüzeyde yatay gelişme) ya da mühendislik disiplinlerinin daha etkin ve akılcı kullanılmasıyla dikey büyümeye olanak sağlanmıştır. Artık üzerinde herbiri yüzlerce metrelik binalar olan ve yerin altında kat kat tünellerin kullanılmakta olduğu şehirler bu ihtiyacın sonucudur. Gelişmiş ülkelerde planlamacılar, mimar ve mühendisler, 50 – 100 yıl sonrasının şehirlerinin tasarımını bu günden yaparlarken, muazzam yükseklikte yapılar ve karayolunun olmadığı, ulaşımın yeni anlamlar taşıdığı dikey yerleşim bölgeleri hayal etmektedirler. Yüzyıllar boyunca insanoğlunun eğilimi, iki boyutlu bir uzayda ve yerin yüzeyinde kalmak olmuştur (ITA-AITES, 2007). Sonraları, ihtiyaçlar sonucunda, bazen de merak ve araştırma nedeniyle bu uzayın dışına çıkma arzusu ve

çabası ortaya çıkmıştır. Bunun için de önce yine iki boyutta genellikle genişleme, daha sonra ise üçüncü boyuta yukarıya ya da aşağıya ilerleme yöntemi kullanılmıştır.

Yeraltı yapılarının inşası zor olmakla birlikte aslında insanlığın ilk yerleşimlerinde de yeraltı yapılarını görmekteyiz. Doğanın kendisinin oluşturduğu yeraltı açıklıkları, insanoğlunun korunma, yerleşme, barınma ve saklanma ihtiyaçlarını karşılamıştır. İnsan – yeraltı ilişkisinin belki de en eski ve en iyi örneklerden bir tanesi İç Anadolu bölgemizdeki Kapadokya olarak adlandırılan kesimdeki yerleşimleridir. M.S. 400 civarına kadar giden bu yapılar, 1985 ten beri UNESCO tarafından kültürel miras olarak kabul edilmiş olup koruma altındadırlar. Çevredeki birkaç yanardağın püskürttüğü ve yaklaşık 10 000 hektara yayılan ve Neogen'e kadar uzanan bir yaşa sahip bu genelde yumuşak malzemeler, burada yaşayan insanlar tarafından barınma mekanı, kilise ve manastıra dönüştürülmüştür. Bu bölgedeki yeraltı şehirleri ve temiz su - atık su tünelleri o dönem için hayati önem taşımaktaydı.

Günümüzde şehirlerdeki ulaşım amaçlı tüneller, yüzeyden trafik yükünü aldığı gibi, trafik gürültüsünü de ortadan kaldırmaktadır. Bunun yanında hava kirliliğini azaltıcı çok önemli etkenlerdir. Yüzeydeki alanlar, trafik ortadan kalkınca, başka ve daha yararlı amaçlar için kullanılabilir. Toplu ulaşımlarla da trafik daha akıcı olmaktadır.

2 TANIMLAR

Hızlı ulaşım, metro, raylı sistem, toplu taşımacılık (kısmen) ve benzeri terimler, genellikle şehir içlerinde raylı bir teknolojiye dayalı ulaşım anlamını taşımaktadırlar. Bunların en önemli özellikleri yüksek sayıda insan taşıyabilmeleri ve sık sefer sayısıdır. Bu sıklık için tavsiye, on dakikada bir ya da daha sık bir değerdir. Ayrıca diğer ulaşım yöntemlerinden daha farklı bir yükseklikte (kotta-derinlikte) yeralırlar. Dünyanın birçok kesiminde bunların genel adı Metrodur. Metro, metropolitan ya da metropolis kelimesinden kısaltılarak kullanılmaktadır. Londra'da underground denmektedir. Kuzey Amerika'da ve İskoçya'da Subway olarak kullanılır. Ancak, Washington ve Los Angeles'da Metro

adı ile anılmaktadır. Bir ulaşım “hızlı” denilebilmesi için belirli şartları sağlaması gerektiği kabul edilir. Bu şartlar, sistemin şehir içinde elektrikle çalışan raylı bir teknolojiye dayalı ve insanları topluluk halinde taşımaya yönelik olması, diğer trafik biçimlerinden tam olarak bağımsız olması, ve yüksek bir sefer sıklığına sahip olmasıdır. Hızlı ulaşım, şehrin altında, yüzeyde ya da yükseltilmiş bir seviyede (havai hat) olabilmektedir. Genellikle şehirlerin merkezlerindeki ağlar yerin altında yapılandırılır. Şehir dışına gidildikçe yüzey hatlarında artmalar görülür. Ancak günümüzde yeraltı, yüzey ve yükseltilmiş hatlar şehirlerin içlerinde de çalışmaktadır. Amerika'daki “subway” ve Amerika dışındaki “underground” terimleri, genellikle yerin altındaki toplu ulaşım sistemleri için kullanılmaktadır. Bazı şehirlerde subway terimi sistemin tamamı için kullanılır (yüzey ve yükseltilmiş hatlar dahil); ancak dünyada en sık kullanılan kelime Metro'dur. Yükseltilmiş hatlarda yapılan hızlı ulaşım, Chicago'da “el” ya da L olarak anılır, İngiltere'de ise Doğu Londra'daki Docklands Light Railway (DLR) da olduğu gibi hafif raylı denir. Ancak bütün hafif raylılar yükseltilmiş olmak zorunda da değildir. Metrolarda kullanılan trenler genellikle insanlar (operator) tarafından kullanılırlar ancak Singapur ve Londra'da bazı hatlar insansız ve tam otomatiktir. Bunun yanında Londra'da tube, Asya Ülkelerinde MRT (mass rapid transit), Almanya'da U-Bahn, İskandinavya'da T-Bane, Arjantinde subte kelimeleri kullanılmaktadır.

3 ULAŞIM AMAÇLI RAYLI YERALTI MÜHENDİSLİK YAPILARININ KISA TARİHÇESİ

3.1 Amerika Kıtasında Durum

Kuzey Amerika'daki ilk ulaşım amaçlı tüneller, 1897'de işletmeye açılmış olan Boston'daki “Yeşil Hat” adıyla anılan kesimdir. Burası ilk tasarımı dört hat olan ve hafif vagonların çalışacağı iki istasyondan oluşan bir güzergahtır. Boston'da daha sonraki inşaatlarda, uzun trenlere göre tasarım yapılmıştır. Yeşil Hatta hala hafif vagonlar çalışmaktadır. 1901'de ağır vagonlar diğer hatlarda devreye sokulmuştur. Şu anda

dünyanın en büyüklerinden biri olan New York Metrosunun ilk hatları ancak 1904 yılında devreye girmiştir. Ancak bu oldukça kapsamlı bir tasarımdı ve dört hatlı, 15 km uzunluğunda bir güzergahtı. City Hall ile 145. sokak arasında çalışıyordu. Daha sonra Bronx ve Brooklyn arasına da uzantılar eklendi. Şu anda devrede olan iki büyük sistem (BMT ve IND) daha sonra inşa edildi ve bazı kesimleri yükseltilmiş (havai) demiryolları olan eski hatlarla bağlantılar oluşturuldu. 1908’de Manhattan, New Jersey yeraltı hatları tamamlandı. 1907’de Philadelphia hem yer altı hem de yerüstünden oluşan ilk hattına ulaşarak hem ağırlıktan hem de maliyetten tasarruf edilmesi için ilk denemeler yapıldı. 1967 Montreal Fuarı için Kanada’daki ikinci Metro, Montreal’de 1966’da tamamlandı. Kuzey Amerika’da tam anlamıyla bir metro anlayışına sahip en son sistem ise (LACMTA Red Line) Los Angeles’te 2000 yılında 14 yıllık inşaat süresi sonrasında açıldı (AAR, 2007). Güney Amerika kıtasında ise en eski metro olarak Buenos Aires’te 1913’te açılan hatlar gösterilir. Bugün “El Subte” ve “A hattı” olarak anılan sistem, 94 yıldır çalışmaktadır. Günde 190 000 yolcu taşıyan ahşap metal karışımı vagonlar tamamıyla korunmuş olarak hala hizmet vermekteler (URBAN, 2006). Brezilya’nın ilk Metrosu Sao Paulo’da 1974 de hizmete girmiş olup bu sistem günde 4 milyon yolcu taşımaktadır. Sistemin bazı kesimleri 1880’den kalma demiryollarından oluşmaktadır. Güney Amerika’da ayrıca Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Recife, Porto Alegre and Brasília şehirlerinde de Metro hatları bulunmaktadır. Şili’de Santiago’da da Metro vardır. Burada 85 istasyondan oluşan 5 güzergah işletilmektedir.

3.2 İngiltere’de Başlangıçlar ve Buhardan Elektriğe Geçiş

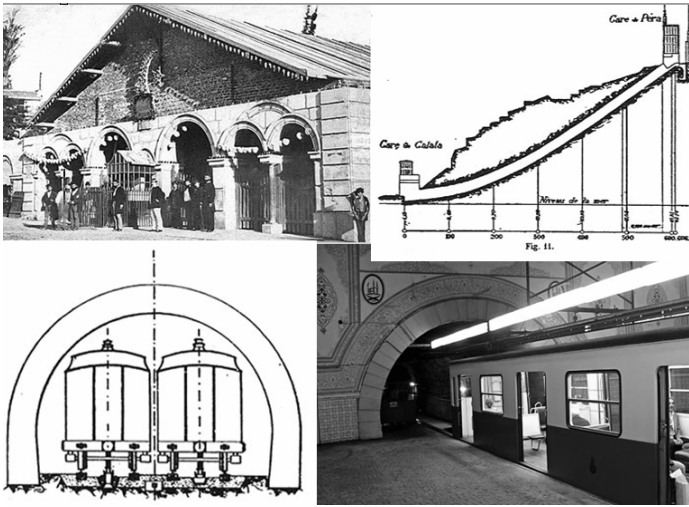
Bugün anladığımız manada toplu taşımacılık tarihinin başlaması daha doğrusu ilk ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısının hizmete girmesi olarak 10 Ocak 1863 tarihinde Londra Şehir Demiryolu kabul edilebilir. Bu hat şu anda Londra metrosunun bir parçasıdır. Sığ tüneller biçiminde tanımlanabilir. Bu hatta çalışan trenler başından beri halkın gözdesiydi ve 1884’te bitirilen Londra Metropolitan

District Demiryolları ile yarış halindeydiler. Bu hat Londra’da en içteki halkalı hattı oluşturuyordu ve özellikle kuzeydoğuya doğru muazzam ağlar ile bağlıydı. 1863–1890 arasında buharlı trenlerin bu tünellerde işletilmesinden yolcular duman nedeniyle çok rahatsız olmaya başladılar ve yeni teknikler araştırılmaya başlandı. Kabloyla çekilen ya da pnömatik sistemler denendi ancak bu yöntemler ilk aşamada başarılı olamadılar (ILN, 1862). Duman problemi, New York’ta 1870’de West Side and Yonkers Demiryollarında daha azdı ki aslında burada 1868’de başarısız bir kablolu tren denemesi de gerçekleştirilmişti. 1890’da Londra’da elektrikle çalışan trenlerin City and South London Demiryolları hattında devreye girmesiyle birlikte yeraltında duman problemi ortadan kalktı ve bu yeni teknik, Budapeşte, Boston, Paris, Berlin ve New York’ta 1904’de yeraltı raylı sistem taşımacılığında elektrikli sistemlerin başlamasına öncülük etti.

Elektrikli trenlerin çalıştığı İngiltere’deki bu ilk hatlar, derin tünellerdi ve halk bunları “tube” diye adlandırmaya başlamıştı. Günümüzde de Londra Yeraltı ulaşım hatlarına tube denilmektedir. Aslında elektriğe geçişte belki de bir başka olayın etkisi ve bunun yarattığı ihtiyacın sonucu büyüktü. Kablolu tren sistemlerinde kabloları imal eden şirket iflas etmişti ve yasalar gereği de duman nedeniyle buharlı trenler yeraltında kullanılamayacaktı; bu yüzden yeni bir arayışa girişildi ve elektriğe geçildi (Badsey, 2005 ve Bobrick, 1981). İlk elektrikli trenlerde önde bir çekici ve arkasında üç vagon vardı. Ancak yolcuların zaten yeraltında görecekları ya da nerede olduklarını bilemeyecekleri düşüncesiyle bu vagonlarda pencere yoktu. Chicago’da 1893’de ilk elektrikli trenler, yükseltilmiş demiryollarında (Intramural Railway) ileriliyolardı. Amerikalı mucit Frank Sprague’ın 1897’de MUTC (multiple unit train control) sistemini denemesi, modern elektrikli trenler için yeni bir dönemin başlangıcı oldu. Bu yöntemle, trenin bütün motorları tek bir merkezden kontrol edilebiliyordu.

3.3 Avrupa’da İlkler ve Türkiye

Avrupa kıtasındaki ilk yeraltı raylı sistemi, İstanbul’da 1875’te Osmanlı İmparatorluğu için Fransız mühendislerin önderliğinde tamamlanan 6,6 m. genişliğinde, 4,6 m. yüksekliğinde ve 573 metre uzunluğundaki Beyoğlu-Galata arasındaki funikular “Tünel” dir. Kısa uzunluğu ve vagonların atlar tarafından çekilmekte olması nedeniyle Avrupa’nın ilk gerçek anlamda “metrosu” olarak kabul etmeyenler varsa da, bu sistem, 1910 yılında elektrikli hale dönüştürülmüştür. 1867’de Fransız Eugene-Henri Gavand eğimli bir yer altı funikuler tasarımı yaptı (Şekil 2). Abdulaziz ile, 1869’da konuyla ilgili anlaşma yapıldı. 8 Mayıs 1871’de İngiliz sermayesiye kurulan bir Limited Şirket olan “The Metropolitan Railway of Constantinople from Galata to Pera” kuruldu ve 30 Haziran 1871 de inşaatı başlandı. 5 Mayıs 1874’te iş tamamlandı. Gerekli olan enerji iki adet buhar makinesi ile sağlandı. Bir yıl denemeler devam etti. 18 Ocak 1875’te Tünel, halka açıldı (Gavand, 1876). 1931’de Hükümet, Tüneli kamulaştırdı ve İETT’ye devretti. 1971’de ise 96 yıl hizmet vermiş olan eski ahşap vagonlar ve buharlı sistem, yerini halihazırda işletilen sisteme devretti. Bu, elektrik enerjisi ile çalışan bir düzenektir.



Şekil 2. Sol üstte 1902 de Tünel (Beyoğlu) giriş kapısı. Sağ üstte boy ve sol altta en kesiti (Gavand, 1876), sağ altta Karaköy Tüneli.

Eskiden iki olan hat, bire indirildi. Günümüzde saatte 22 km hızla, 1.5 dakikada yolculuk tamamlanmaktadır. Karaköy - Tünel (Beyoğlu) arası Kot farkı 62 metredir. 2 vagon hizmet etmektedir. İstanbul’daki Tünel’den sonra Avrupa’nın ilk Metrosu olarak Budapeşte de inşaatı başlanmasından yalnızca iki yıl sonra 1896’da hizmete giren yeraltı raylı sistemleri gösterilir. Bu hat, şehir merkezinden (Vörösmarty), hayvanat bahçesi civarındaki (City Park) bölgeye kadar 3.7 km’lik bir uzunluğa sahiptir. Bu güzergahta, halen Budapeşte metrosunun bir bölümü olarak (asıllarına neredeyse sadık kalınacak şekilde tasarlanan modernize edilmiş vagonlar, istasyonlar) kullanılmaktadır. İskoçya’daki 10.4 km lik Glasgow Metrosu da aynı yıl açılmış olmasına rağmen elektrifikasyonu 1935 te yapılmış, o zamana kadar kablolu taşımacılıkla işletilmişti. Paris Metrosu’nun ilk hattı, 1900 yılında hizmete girmiştir. “Chemin de Fer Métropolitain” ya da İngilteredeki gibi “Metropolitan Demiryolları” kelimeleri daha sonra kısaltılarak bugün birçok dilde kullanılan “Metro” olmuştur. Berlin’deki yeraltı sistemleri (U-bahn) 1902 de açılmış, 1920’ye kadar ise birçok yükseltilmiş kesimleri de bulunan bu hatlar için aynı zamanda Hochbahn (yüksek demiryolu) kelimeleri de kullanılmıştır. İtalya’da ise 1906 Dünya Fuarı nedeniyle Milano’da ilk yeraltı inşaatları tamamlanmıştır. Aslında yükseltilmiş kesimleri de bulunan bu hafif raylı denilebilecek sistem, fuar alanına kadar ulaşıyordu. İspanya’da ise ilk metro 17 Ekim 1919’da Madrid’te hizmete girdi ve İspanyol İç savaşı sırasında sığınak amaçlı da kullanıldı. Lisbon’da ise 1959 da ilk metro devreye girdi.

3.4 Asya

Asya’daki en eski raylı sistemlerden biri Japonya Nagoya’da 1895’de özel şirket olan Meitetsu Demiryolları tarafından hizmete girmiştir. 1896’da da Tokyo’da Kihin Kyuko hatları işletmeye açılmıştır. Her iki hat da halen kullanılmakta olup şehrin iyice merkezinde kalmıştır. Metro anlamında ise ilk

çalışmalar Tokyo'da 1927 de ve Osaka'da 1933 de devreye girmiştir. Japonya'daki istasyonlar, şehirlerin ana omurlarını oluşturan bir ağ görünümündedir. Tokyo ve Osaka dışında günümüzde en büyük metrolara sahi diğer Japon şehirleri, Yokohama, Nagoya, Sapporo, Kobe, Kyoto, Fukuoka ve Sendai'dir. Rusya'da ise ilk Metro hattı 1935 yılında hizmete girmiştir. Bu, 11.2 km uzunluğundaki Sokolniki ve Park Kul'tury hattıdır. 1937'de bu hattaki İstasyonlardan biri olan Krasniye Vorota İstasyonu, Paris'teki Dünya Fuarında büyük ödüle layık görülmüştür. Moskova Metrosu halen muazzam yeraltı mühendislik ve sanat eserlerini barındırmakta olup, istasyonları birer saray niteliğindedirler. 2005'te Moskova'da 278 km metro ve 171 İstasyon bulunmaktaydı. Rusya'daki diğer önemli Metro sistemleri, Saint Petersburg (1955), Kiev (1960), Tbilisi (1965), Baku (1967), Kharkov (1975), Tashkent (1977), Yerevan (1981), Minsk (1984), Nizhniy Novgorod (1985), Novosibirsk (1986), Samara (1987), Yekaterinburg (1991), Dnipropetrovsk (1995), Kazan (2005) da bulunmaktadır. Son 30 yılda, Güney Kore'deki birçok şehirde modern ve çok gelişmiş metrolar inşa edildi. En büyüğü Seul'da olan bu hatların uzunluğu, bu şehirde 287 km yi bulmakta olup dokuz güzergah mevcuttur (SMG, 2006). Pyongyang, Busan, Daegu, Incheon, Gwangju ve Daejeon şehirleri de ayrıca gelişmiş metrolara sahiptir. Çin ve Hindistan'da da toplu yeraltı taşımacılığı alanında son yıllarda büyük gelişmeler gözlenmektedir. Aslında Hindistan'da İngilizlerin etkisiyle dünyanın ilk raylı sistemlerinin inşa edildiğine dair bilgiler mevcuttur. Bu hatlarda tüneller de yer almaktadır. Sözkonusu gelişmeler, 1850'li yıllara rastlamaktadır. 1979'da Hong Kong'da MTR Metro hizmete girmiş olup şu anda bu sistem 7 güzergahta hizmet vermektedir. Bunlardan 4 tanesi Viktorya Limanı bölgesinde su altından geçmektedir. Singapur'da da 1987 de açılan metro, tam otomatik yüksek teknolojisi ile dikkatleri üzerine çekmiştir. Şu anda 3 güzergahta çalışmaktadır.

4 DÜNYA'DA VE TÜRKİYE'DE DURUM

En fazla yüzelli yıllık bir geçmişi olan (şehir içi) raylı sistemlerin yeraltını da içeren teknolojilerini bugün işletmekte olan 162 şehir bulunmaktadır. Bunların bazılarının ölçekli ağ yapıları Şekil 3 ve 4'te, tamamının listesi ise Tablo 1'de şehir nüfus sıralamasına göre verilmektedir. Bu şehirlerin toplam nüfusu dünya nüfusunun % 10 u kadardır. Tablodan çıkan ortalama nüfus, 4.5 milyonluk şehirlerdir. Beklenen görüntü, artan nüfusa orantılı olarak yöneticilerin gerekli öngörülerini yaparak, insanları rahat biçimde yaşatacak sistemleri devreye sokmalarıdır. Tabloyu ve devamındaki şekilleri incelediğimizde, bunu başaran şehirler olduğu gibi, şu an itibariyle son derece geri durumda olan şehirler de vardır. İstanbul söz konusu olursa, son onbeş yıldır devam eden ve ivmeli bir biçimde artan çalışmaların sonuçlarının ancak önümüzdeki 5-10 yılda görülmeye başlanacağı bu şekillerden açıkça görülmektedir. Örneğin halen dünyanın en kalabalık 20. şehri durumunda olan İstanbul'un beklenen düzeye erişmesi için son yüzyılda yapılmamış olanları da yaparak ve üzerine koyarak diğer şehirlere yetişmesi ve sorunlarını çözmesi gerekmektedir. Bunun bilincinde olan bugünkü şehir yöneticileri, bütçelerinin çok büyük bir bölümünü bu yeraltı sistemlerine ayırdıkları halde, aradaki uçurum son derece büyüktür. Ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapılarını bünyelerinde barındıran 162 şehrin sözkonusu kapasiteleri Tablo 1'de, nüfus, nüfus yoğunluğu, halen işletilmekte olan yeraltı hatlarının uzunluğu ve bu sistemlerdeki istasyon adetleri, her kilometre yeraltı hattına kaç kişinin düştüğü (kaç kişinin kullandığı) ve bu sistemlerin kaç yıldır kullanılmakta olduğu gibi çok ana başlıklar altında verilmiştir.

Tablo 1. Ulaşım amaçlı yeraltı sistemleri olan şehirler ve başlıca özellikleri (USCBIPC, ITA-AITES, AAR, Bobrick'den den değiştirilerek)

Şehir	Nüfus (milyon)	Nüfus yoğunluğu (kişi / km ²)	Hat uzunluğu (km)	İstasyon sayısı	Kişi / km hat	Hizmet süresi (yıl)
1 Tokyo	36	4750	336	312	107,101	80
2 Seoul	23,2	16700	287	348	80,864	33
3 Mexico City	22,1	8400	202	175	109,569	38
4 New York	21,8	2050	372	472	58,602	103
5 Mumbai	21,3	29650	171	73	124,561	154
6 Delhi	21,1	11050	65,7	58	321,157	5
7 Sao Paulo	20,4	9000	58,4	57	349,315	33
8 Los Angeles	17,9	414	28	16	639,286	14
9 Shanghai	17,3	13400	104	93	167,150	12
10 OsakaKobeKyoto	16,6	6400	199	189	83,417	74
11 Cairo	15,9	9400	65,5	55	242,748	20
12 Kolkata	15,5	23900	16,5	17	939,394	23
13 Manila	15,4	10550	45,7	42	336,980	23
14 BuenosAires	13,5	4950	42,7	69	316,159	94
15 Moscow	13,4	4900	278	172	48,132	72
16 Beijing	12,7	11500	114	68	111,404	37
17 RiodeJaneiro	12,2	6750	37	34	333,972	28
18 Tehran	12,1	10550	48	40	252,083	7
19 London	12,0	740	421	275	28,504	144
20 Istanbul	11,7	7700	8,2	6	1,426,82	7
21 Paris	9,9	3950	212	381	46,936	107
22 Chicago	9,7	1500	166	151	58,735	115
23 Bangkok	8,8	6450	44	44	201,136	8
24 Wuhan	8,5	100	10,2	10	833,333	3
25 Guangzhu	8,4	116	52,8	62	159,534	8
26 Nagoya	8,2	3150	81,6	93	101,103	50
27 Shenzhen	8,2	461	21,5	19	383,721	3
28 Lima	8,2	11750	10	6	820,000	4
29 Washington	8,1	1300	171	90	47,605	31
30 Tianjin	7,9	10500	72	37	110,447	3
31 Chennai	7,8	14350	15	14	520,000	10
32 Milan	7,4	2750	73,8	88	100,271	43
33 SanFrancisco	7,2	2350	166	43	43,140	35
34 Changchn	7,1	6300	14,6	17	487,671	5
35 HongKong	7,0	641	91	62	77,473	28
36 Taipei	6,9	15200	74,5	64	93,289	11
37 Chongqig	6,3	84	19,5	18	325,641	2
38 Philadelphia	6,0	1100	62	66	97,581	100
39 Chiba	6,0	1175	15,5	18	387,097	19
40 Madrid	5,9	5200	265	269	22,453	105
41 SantiagodChile	5,9	8400	83	92	71,687	32
42 Detroit	5,7	1200	4,8	13	1,197,91	20
43 BeloHorizone	5,7	4600	28,1	19	202,631	20
44 Boston	5,6	124	60,5	66	92,562	110
45 Miami	5,5	1700	36	22	154,167	23
46 Atlanta	5,3	700	79,2	39	67,551	28
47 SaintPetersbug	5,3	8550	106	60	50,711	52
48 Toronto	5,3	2650	71,3	74	75,035	53
49 Pyongyng	5,0	239	22,5	16	224,444	34
50 Barcelona	4,8	4850	105	145	45,802	83
51 Caracas	4,8	1700	60,5	47	79,339	24
52 Singapore	4,7	8350	109	69	43,807	20
53 Nanjing	4,5	68	21,7	16	209,677	2
54 KualaLumpur	4,4	2750	64	60	69,531	11
55 Sydney	4,3	2100	22	14	197,189	81
56 Guadalajara	4,0	5900	24	29	166,667	18
57 Ankara	3,9	5300	23,1	23	168,831	11
58 Berlin	3,8	3750	144	192	26,371	95
59 PortoAllegre	3,8	4800	33,8	17	112,426	22
60 Montreal	3,6	1850	69,2	73	52,746	41
61 Monterrey	3,6	90	23	25	156,522	16
62 Busan	3,5	4800	72	90	49,653	22
63 Recife	3,5	8050	29,3	22	121,160	22
64 NizhniNovgorod	3,5	2950	15,5	14	225,806	22
65 Brasilia	3,3	2900	31	14	108,065	6
66 Rome	3,3	2950	37,4	49	89,572	52
67 Kiev	3,3	3000	58,8	45	56,548	47
68 Atina	3,2	5400	52	48	62,500	53
69 Haifa	3,1	1000	1,75	6	1,771,42	48
70 Medellin	3,1	265				
71 Naples	3,1	4100	28,8	26	107,639	12
72 Lisbon	2,9	2550	30,1	30	102,990	14
73 Izmir	2,8	2900	36,9	48	79,268	48
74 Saint Louis	2,8	950	11,5	10	247,826	7
75 San Juan	2,7	950	73,4	37	38,828	14
76 Novosibik	2,7	15	17,2	16	159,884	2
77 Volgograd	2,7	50	14,3	12	188,811	21
78 Baltimore	2,7	50	3,3	2	818,182	23
79 Incheon	2,6	1150	24,5	14	108,163	24
80 Stuttgart	2,6	2625	23	23	115,217	8
81 Hamburg	2,6	3000	22,5	17	117,778	41
82 Sapporo	2,5	2300	101	97	25,571	95
83 Daegu	2,5	5000	48	49	52,083	36
84 Budapest	2,4	2483	53,9	56	45,455	10
85 Fukuoka	2,3	2450	33	42	71,970	109
86 Pittsburg	2,3	3950	29,8	35	79,698	26
87 Warsaw	2,3	800	30	3	79,167	22
88 Tashkent	2,3	4300	18,2	17	130,495	12
89 Cleveland	2,3	4150	36,1	29	65,097	30
90 Torino	2,2	2400	31	18	72,581	52
91 Vancouver	2,2	6900	15	11	146,667	1
92 Bucharest	2,1	1650	50	33	43,500	21
93 Vienna	2,0	9000	63	46	32,540	28
94 Munich	1,9	3400	65,1	91	30,261	29
95 Cologne	1,9	3100	90,4	98	21,681	36
96 Frankfurt	1,9	2450	44,9	51	43,430	39
97 Brussels	1,9	2300	57,2	28	33,525	39
98 Amstrdm	1,9	2200	32,2	61	59,317	31
99 Baku	1,9	4400	40	33	47,500	30
100 Stockholm	1,9	3850	29,9	20	63,545	40
101 Valencia	1,9	2700	106	104	17,975	57
102 Hiroshma	1,9	450	31,8	38	59,748	19
103 Kharkov	1,8	5900	18,4	21	100,543	13
104 Las Vegas	1,8	1200	35,4	28	52,260	32
105 Minsk	1,8	1750	6,2	7	298,387	3
106 Kitakyusu	1,8	350	27,6	23	65,217	23
107 Buffalo	1,6	4900	8,8	13	181,818	22
108 Bursa	1,5	3000	8,36	8	185,407	22
109 Ekaterinrg	1,5	250	17,5	17	88,571	5
110 Glasgow	1,5	750	8,5	7	182,353	16
111 Sendai	1,5	3250	10,4	15	149,038	111
112 Marseille	1,5	3000	14,8	17	104,730	20
113 Rotterdam	1,5	1100	19,3	26	77,720	30
114 Daejon	1,5	2500	55	37	27,273	29
115 Lyon	1,4	2673	22,6	22	64,159	1
116 Copenhagen	1,4	1400	29,5	42	49,153	29
117 Dnpoptrk	1,4	1850	16,8	17	83,333	5
118 Lille	1,4	350	7,1	6	197,183	12
119 Porto	1,4	2200	45,5	62	30,769	24
120 Samara	1,4	2400	21,7	15	64,516	5
121 Prague	1,4	2000	9,1	8	153,846	20
122 ValenciaVen.	1,3	1200	5,7	54	24,680	33
123 Sofia	1,3	1000	6,2	7	209,677	1
124 Gwuanju	1,2	1200	9,9	8	126,263	9
125 Toulouse	1,2	5000	11	14	109,091	3
126 Kazan	1,1	950	12,5	18	92,000	14
127 Tblisi	1,1	600	7	5	157,143	2
128 Erevan	1,1	1000	26,3	22	41,825	41
129 Helsinki	1,0	5200	12,1	10	90,083	26
130 Nremberg	1,0	2100	21	17	50,000	25
131 Hannover	1,0	2500	28,2	42	37,234	35
132 Dusseldorf	1,0	3000	17	21	58,824	32
133 Bilbao	0,9	2800	11,6	11	85,086	26
134 Ponzan	0,9	8575	38,9	36	24,415	12
135 Newcastle	0,9	2200	6,1	6	154,590	10
136 Catania	0,8	1900	76,5	60	10,458	27
137 Jacksonville	0,7	1694	3,8	6	197,368	8
138 Edmonton	0,7	500	6,9	6	106,522	18
139 KryvyyRih	0,7	900	13,1	11	55,725	29
140 Naha	0,7	2560	18	12	39,444	21
141 Genoa	0,7	3400	12,8	15	54,688	4
142 Dortmund	0,6	2553	4,5	7	137,778	17
143 Essen	0,5	2086	17,5	24	33,429	31
144 Oslo	0,5	2764	16	22	36,313	40
145 Duisburg	0,5	1300	59	69	9,322	41
146 Antwerp	0,5	2144	6	9	83,333	15
147 Bochum	0,4	1550	7,6	11	60,789	32
148 Palma	0,3	2590	10	29	37,500	28
149 Rennes	0,3	1756	8,3	9	45,181	1
150 Wupertal	0,3	350	9	15	40,556	5
151 Bielefeld	0,3	2200	13,3	20	27,444	106
152 Bonn	0,3	1264	5	7	65,200	36
153 Mulheim	0,3	2400	5,2	12	60,385	32
154	0,3	1250	6,8	10	44,118	28

155	Gelsenker	0.2	2565	3.7	8	71,892	23
156	Valparaso	0.2	1000	43	20	6,163	2
157	Charleroi	0.2	1972	17.5	20	11,486	31
158	Tama	0.1	200	16	19	11,250	9
159	Kamakura	0.1	4500	6.6	8	26,515	37
160	Ludwigshafen	0.1	2400	4	11	40,750	38
161	Rouen	0.1	700	2.2	5	68,182	13
162	Lausanne	0.1	600	8.2	20	15,854	16

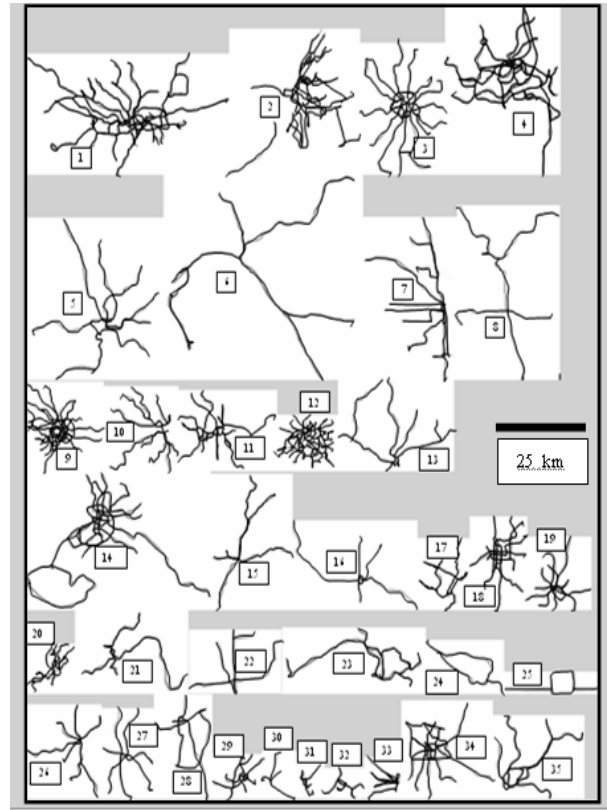
Tüm 162 şehri nüfusları ve sahip oldukları metro hatları ile birlikte gösteren Şekil 5'te büyük nokta İstanbul'un yerini belirtmekte ve 2007 itibarıyla oldukça olumsuz bir tablo gözlenmektedir. En kalabalık şehir (Metropolitan) olan Tokyo (aslında Yokohama ve Kawasaki ile beraber değerlendirilmiştir) 36 milyonluk devasa nüfusuyla başa çıkmış gibi gözükmekte ise de 12.2 milyonluk Londra 421 km lik yeraltı hatlarıyla en rahat pozisyonundadır. 372 km ile New York, 21,8 milyonluk nüfusunu rahat ettirmeye çalışmakta ve üst sıralardaki yerini korumaktadır. Ancak Madrid, Moskova ve belki de Seul'un, nüfuslarına oranla en rahat ulaşımı sağlıyor oldukları görülmektedir. Seul şu anda dünyanın ikinci kalabalık Metropolu olmasına rağmen 33 yıldır hizmet verdiği yeraltı ulaşım sistemlerinde yaptığı 287 km lik seviye ve ilerleme başdöndürücüdür. Şehirlerin ortalama nüfusu 4.5 milyona, her şehirdeki hat uzunluğu 52 km ye, toplam hat uzunluğu 8363 km. ye denk gelmektedir.

Bombay ve Londra, en eski Metroları ile başı çekmektedirler. 150 yıllık yer altı mühendislik yapılarına sahip bu iki şehri 100–120 yıllık geçmişleriyle Wuppertal, Glasgow, Budapeşte, Philadelphia, Madrid, Boston, Paris, Chicago Metroları izlemektedir (Şekil 5). Büyük nokta İstanbul'un önünde uzun bir yol görülmektedir. Beyoğlu'ndaki Tünel, değerlendirmeye alınmamıştır.

Çok büyük bir yoğunluk, 0 - 400 000 kişi/km hat aralığına yerleşmiştir. Tokyo'nun refah seviyesi, en sağdaki nokta ile açıkça bellidir. 5.75 milyonluk Detroit'in karayolu ve otomobil endüstrisinin merkezi olması dolayısıyla, km ye 1200 kişi ile sondan üçüncü olması o kadar vahim görülmemelidir. Volgograd, Lima ve Kalkuta, ortalamanın 4-5 katı yoğunluğa sahiptirler. İstanbul'un dünya ortalamasını yakalayabilmesi için şu anki nüfusuyla 75 km yeraltı metro hattının işletimde olması gerekmektedir. Kilometre hat

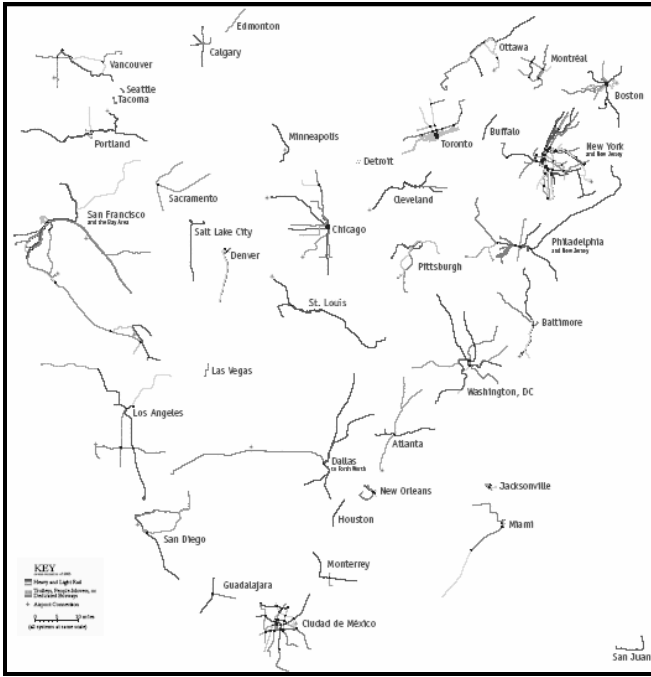
başına istasyon sayıları ile ilgili olarak ortaya çıkan sonuç ilgi çekicidir (Şekil 6). Dünya ortalamasına kabaca bakılırsa, her 1 kilometre yeraltı hattı için 1 adet İstasyon bariz olarak görülmekte olup bu yaklaşım iyi bir kabul edilebilirlik katsayısına sahiptir (0.84). İstanbul bu şartı sağlamaktadır. Paris ve New York, istasyon sayıları olarak ortalamanın çok üzerindedirler.

Tüm şehirlerin ortalamasına göre kilometre hat başına düşen insan sayısı 150 000'dir. İstanbul'da (büyük nokta) bu sayı on kat fazla olup sondan ikinci sıradadır (Şekil 6).

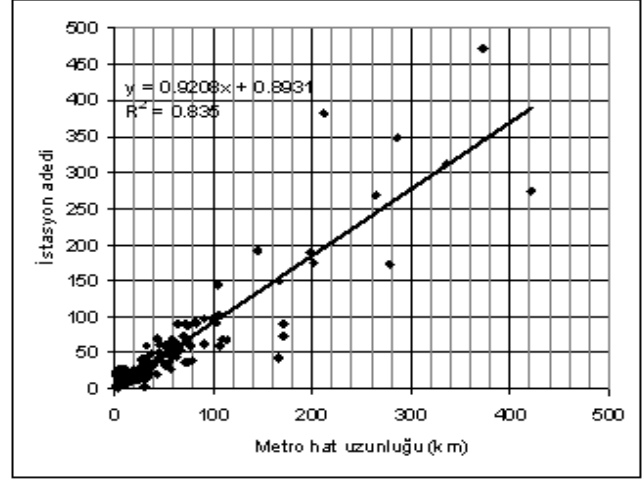
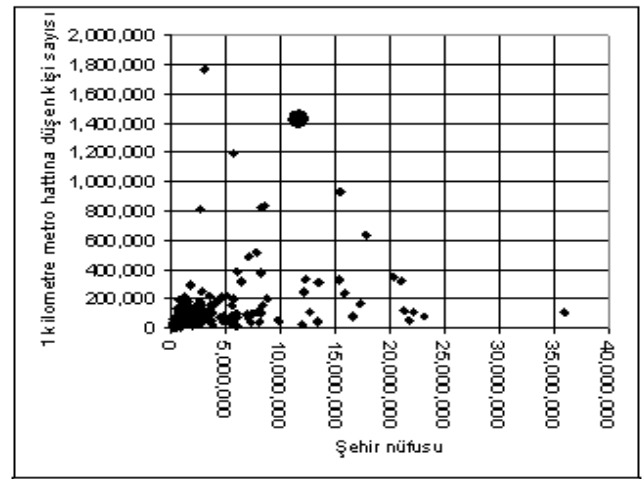


Şekil 3. Ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan başlıca şehirler ve bu sistemlerin ağ yapısı. (Ölçek bütün şehirler için aynıdır).

1: Londra, 2: New York, 3: Moskova, 4: Seul, 5: Washington DC, 6: San Fransisco, 7: Chicago, 8: Los Angeles, 9: Tokyo, 10: Stockholm, 11: Berlin, 12: Paris, 13: Singapur, 14: Madrid, 15: Atlanta, 16: Philadelphia, 17: Montreal, 18: Osaka, 19: Münih, 20: Barcelona, 21: Atina, 22: Toronto, 23: Hong Kong, 24: Vancouver, 25: Pekin, 26: Boston, 27: Saint Petersburg, 28: Santiago, 29: Viyana, 30: Budapeşte, 31: Marsilya, 32: Bruksel, 33: Buenos Aires, 34: Mexico City, 35: Hamburg.

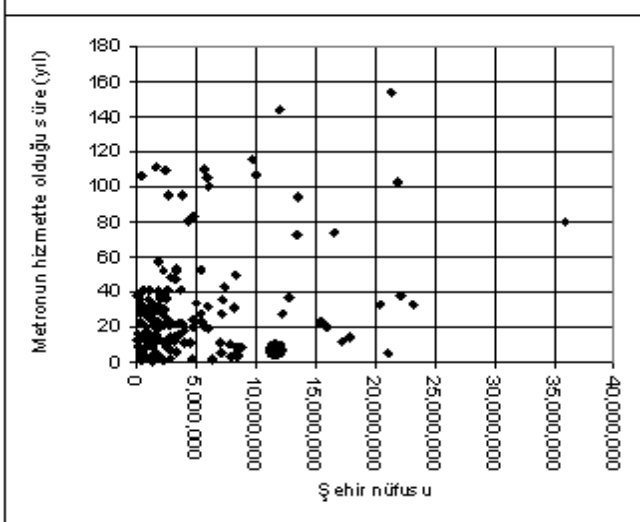
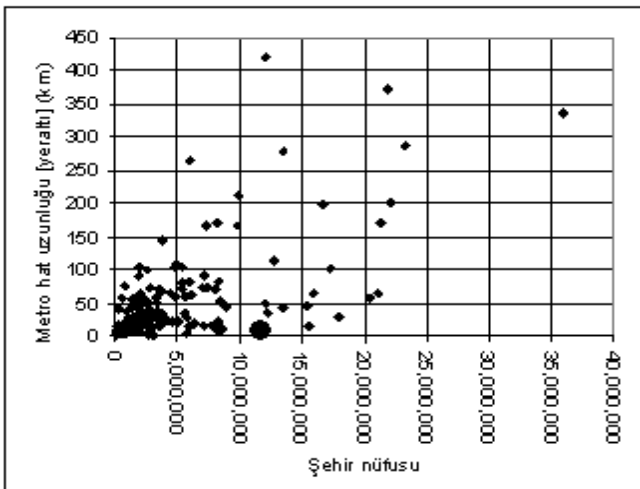


Şekil 4. Kuzey Amerika'daki metro hatlarının basitleştirilmiş planı.(Ölçek bütün şehirler için aynıdır)



Şekil 6. Üstte ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirler ve bu sistemlerde kilometre hat başına düşen kişi sayısı. Altta ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirlerde hat uzunluğu ve istasyon sayısı arasındaki ilişki. Büyük nokta İstanbul'u gösterir.

Her ne kadar nüfus yoğunluğu ve yeraltı hat uzunluğu arasında düzgün bir dağılım görülmese de (Şekil 7), en büyük şehrimiz çok alt sıralardaki yerini korumaktadır. Londra, New York ve Tokyo, nüfus yoğunluklarına göre en rahat pozisyonlardır. Durumumuzu daha farklı ve gerçekçi bir ölçekten görmek ve İstanbul'u kendi sınıfındaki diğer şehirlerle karşılaştırmak istersek, tablonun daha da vahimleşmekte olduğunu görürüz (Şek. 7). Burada nüfusu 10 milyondan daha fazla olan Metropoller ve şu anda işlettikleri yeraltı metro hatları görülmekte olup, büyük nokta İstanbul'u gösterir. 12 milyonluk iki şehirden birinin hat uzunluğu 8 km, diğeri ise 421 km dir.



Şekil 5. Üstte ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirler ve bu sistemlerin uzunluğu. Altta ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirler ve bu sistemlerin işletimde olduğu süre.

5 SONUÇLAR VE TARTIŞMA

• 1874 ile 1992 yılları arasında (118 yıl) ülkemizde şehir içi yeraltı demiryolu taşımacılığı adına kapsamlı bir proje gerçekleştirilmemiştir. Oysa 1863 yılında Londra'da, 1868'de New York'ta 1871'de Paris'te, ilk Metrolar hizmete girmiştir. Dünyada 1983'te 50, 1993'te 150 metro şebekesi bulunmaktaydı.

• Dünya nüfusunun 2010'da 6.8 milyar, 2020 de 7.6 milyar, 2030'da 8.3 milyar, 2040'ta 8.9 milyar, 2050'de 9.4 milyar olması ancak bu artmanın yavaşlaması beklenmektedir.

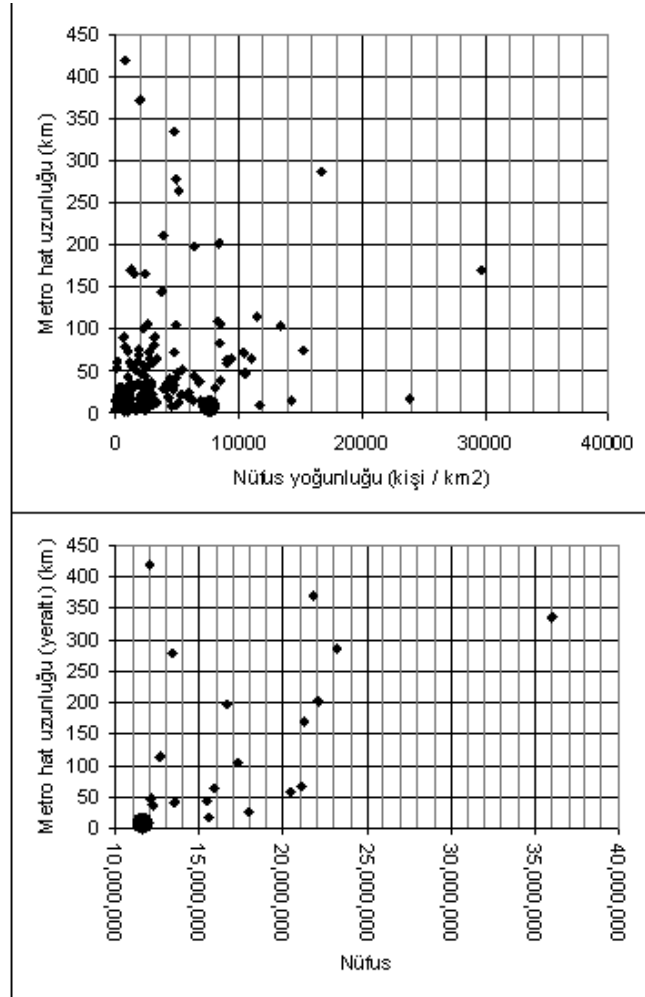
• Yatay gelişme, yeşil alanların yok edilmesi, gezegenin gereğinden çok ısınması, gereksiz biçimde karayolu ve fosil yakıtlara yönelme, altyapı sistemleri olmayan ya da yarım yamalak köy şehirlerin ya da dev köylerin kurulmasına yol açmış, öngörüsü, ufku ve vicdanı kıt insanların önderliğinde birçok devletin ekonomik bağımsızlığı tehlikeye düşmüş, insanların mutsuzluğu ek sorunlar getirmiş, mühendisliğin ana amaçlarından olan hayat kalitesini yükseltme gibi bir ülkü gündemden düşmüştür.

• Günümüzde şehirlerdeki ulaşım amaçlı tüneller, yüzeyden trafik yükünü aldığı gibi, trafik gürültüsünü de ortadan kaldırmakta, hava kirliliğini azaltmakta, trafiğin akıcılığı artmaktadır. Yüzeydeki alanlar, trafik ortadan kalkınca, başka ve daha yararlı amaçlar için kullanılabilir. Bir ulaşım "hızlı" denilebilmesi için şehir içinde (şu an için) elektrikle çalışan raylı bir teknolojiye dayalı ve insanları topluluk halinde taşımaya yönelik olması, diğer trafik biçimlerinden tam olarak bağımsız olması, ve yüksek bir sefer sıklığına sahip olması gerektiği günümüzde kabul görmektedir.

• En fazla yüzelli yıllık bir geçmişi olan raylı sistemlerin yeraltını da içeren teknolojilerini bugün işletmekte olan 162 şehir bulunmaktadır.

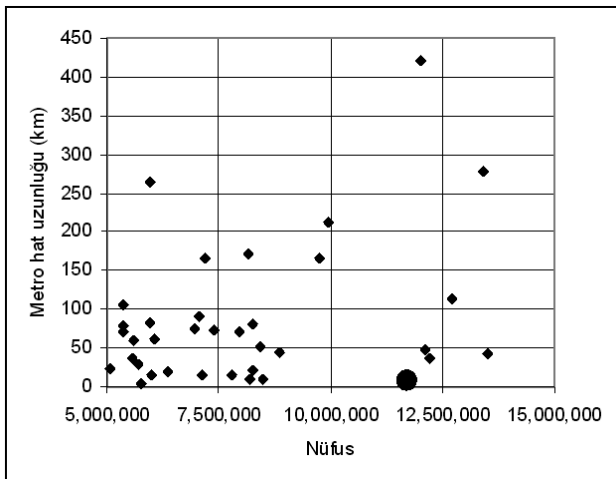
• Dünya ortalamasına kabaca bakılırsa, her 1 kilometre yeraltı hattı için 1 adet İstasyon bariz olarak görülmekte olup bu yaklaşım iyi bir kabul edilebilirlik katsayısına sahiptir.

• Günümüzde Tokyo, Londra, New York, Paris, Moskova, Seul, Madrid, Mexico City,



Şekil 7. Üstte şehirlerde nüfus yoğunluğu ile hat uzunluğu arasındaki ilişki. Altta nüfusu on milyondan fazla olan şehirlerde ulaşım amaçlı yeraltı hat uzunlukları. Büyük nokta İstanbul'u gösterir.

Şekil 8'de ise yine bir başka ölçeğe koyarak, nüfusları 5 ile 15 milyon arasında olan şehirler içinde İstanbul'un durumu görülmekte olup büyük nokta ile işaretlenmiştir.



Şekil 8. Nüfusu 5 milyonla 15 milyon arasında olan şehirlerde ulaşım amaçlı yeraltı hat uzunlukları.

San Fransisco, Washington, Osaka-Kobe-Kyoto, 200 km nin üzerinde yeraltı sistemlerine sahip metropoller olup, nüfuslarına oranla kabul edilebilir ve genellikle de ortalamanın üzerinde rahatlık sağlayabilmektedirler.

• Halen dünyanın en kalabalık 20. şehri durumunda olan İstanbul'un beklenen düzeye erişmesi için son yüzyılda yapılmamış olanları da yaparak ve üzerine koyarak diğer şehirlere yetişmesi ve ulaşım sorunlarını çözmesi gerekmektedir. Bunun bilincinde olan bugünkü şehir yöneticileri, bütçelerinin çok büyük bir bölümünü bu yeraltı sistemlerine ve mühendislik yapılarına ayırdıkları halde, aradaki uçurum son derece büyüktür. İstanbul'un dünya ortalamasını yakalayabilmesi için şu anki nüfusuyla en azından 75 km yeraltı metro hattının işletimde olması gerekmektedir. Konuyla ilgili profesyonellerin en azından bu çalışmada verilen şekillerden bazılarını arada sırada bakıp görebilecekleri bir yerde bulundurmaları tavsiye edilir. Yüzyıllık boşluk ve bu dönemde ülkemizin geçirdiği değişimlerin bizler için bahane olması kabul edilemez çünkü bunların çok daha şiddetlilerini geçirmiş toplumlar şu anda her alanda olduğu gibi bu konuda da en üst sıradadırlar. Doğru çalışma sabır ve azimle gerek şehirlerimizin gerekse ülkemizin bir bütün halinde olması gerektiği düzeye çıkması için geleneksel koşullar ve yoğunlukların çok üzerinde bir tempoyla çalışmamız gerekmektedir.

KAYNAKLAR

- AAR-Association of American Railroads, 2007. Information Database www.aar.org . Pearson Education, Inc.
- Badsey-Ellis, Antony, 2005. London's Lost Tube Schemes. Harrow: Capital Transport, 320. ISBN 185414 293 3.
- Bobrick, B., 1981. Labyrinths of Iron: A History of the world's subways, Newsweek Books, New York, (352 s.)
- Eugene-Henri Gavand, 1876. Chemin de fer métropolitain de Constantinople.
- ILN-Illustrated London News, 1862.

- ITA-AITES - International Tunneling Association, c/o EPFL, CH - 1015 Lausanne, 2007. <http://www.ita-aites.org/cms/1399.html>
- SMG-Seoul Metropolitan Government, 2006. Experiences in Seoul Subway Development
- UNPDID-United Nations Population Division Information Database, 2007. World Population Milestones. Pearson Education Inc.
- URBAN-www.urbanrail.net. 2006. America: Subte (Subway) de Buenos Aires (Argentina).
- USCBID-U.S. Census Bureau, 2007. International data base, July version.
- USCBID-U.S. Census Bureau, International Database, Information Database 2007. Total Population of the World by Decade, 1950–2050. Pearson Education, Inc.
- USCBIPC-U.S. Census Bureau, International Programs Center, 2007. Total Population of the World, projected to 08/29/07 at 09:35 GMT (EST+5) <http://www.census.gov/ipc/www/popclockworld.html>

Marmaray Projesi, Demiryolu Boğaz Geçişi, Tüneller ve İstasyonlar İnşaatı – Sözleşme BC1

Marmaray Project, Railway Bosphorus Tube Crossing, Tunnels and Stations – Contract BC1

Niyazi Şennazlı, Orhan Şimşek

Avrasya JV, SialYerbilimleri Etüd ve Müşavirlik Ltd, İstanbul

Sinan Biberoglu, Ömer Olgunöz

Taisei Gama Nurool JV, İstanbul

ÖZET Marmaray Projesi, İstanbul'un iki yakasında toplam 76 km boyundaki mevcut Halkalı-Sirkeci ve Haydarpaşa-Gebze banliyö hatlarının iyileştirilmesi (CR1), İstanbul Boğazı'nda kesintiye uğrayan kısmında birbirine batırma tüp tünel ile bağlanması (BC1) ve çeken çekilen araçların temin edilmesinden (CR2) oluşan 3 ayrı ihale paketidir. Bu proje tamamlandığında, tek yönde, bir saatte 75.000 yolcu taşıma kapasitesi elde edilecektir. Demiryolu Boğaz Tüp Geçişi (Marmaray) BC1 Projesi, Asya ve Avrupayı İstanbul Boğazının altından birbirine demiryolu ile bağlayan yüzyıllık bir rüyadır. Bu rüyanın yanı sıra Marmaray BC1 Projesi, yerleşimi yoğun ve özellikle İstanbul Tarihi Yarımadasını kat etmesi ve batırma tüp tünel güzergahına yaklaşık 16 km mesafede Marmara Denizinden geçen, büyük depremler üreten ($M>7$) aktif Kuzey Anadolu Fay Hattına yakın olması sebebi ile de çarpıcı bir projedir. Marmaray BC1 Projesi, yaklaşık 13,5 km uzunluğunda olup, Kazlıçeşme (Avrupa) – Ayrılıkçeşme (Asya) arasında yer almaktadır. Marmaray BC1 projesi, 1387 m batırma tüp tünel (en derin yerinde -56m kotuna batırılacak dünyadaki en derin batırma tüp tünel), 10 km çift tüp delme tünel (TBM ve NATM beraber), 670 m istasyonlar dahil aç-kapa tünel, 1790 m istinatlı dolgu, yarma ve yüzey yapılarından oluşmaktadır.

ABSTRACT The Marmaray Project consists of three separate contracts including the upgrading of existing commuter railway of total length of 76 km at both side of Istanbul (CR1), connection with immersed tunnel of interrupted portion at İstanbul Strait (BC1) and provision of rolling stocks (CR2). When this project is completed, a number of 75000 passengers will be transferred in one hour (in one way). Railway Bosphorus Tube Tunnel Crossing (Marmaray) BC1 project is a centennial dream to connect the either side of İstanbul under the Bosphorus. Besides the dream, Marmaray project is also a striking project, that passing through highly populated areas, especially İstanbul Historical Peninsula and location of project is only 16 km away from the active North Anatolian Fault Zone that produced earthquakes with high magnitudes ($M>7$). Marmaray BC1 Project is located between Kazlıçeşme (European Side) and Ayrılıkçeşme (Asian Side) with length of 13,5 km. BC1 project consists of 1387m immersed tube, (at an elevation of - 56m, deepest immersed tube in the world), 10 km bored tunnel (double tube), 670 m cut and cover tunnel (stations included), 1790 m retaining fill and cut and at grade structures.

1 GİRİŞ

Marmaray BC1 Projesi için üç aşamalı araştırma programı uygulanmıştır. İlk saha araştırma çalışmaları ön proje safhasında 1985-1987 yıllarında, ihale öncesi 2002-2003 yılında karada ve denizde daha gelişmiş teknikler kullanılarak ikinci ve inşaat aşamasında ise 2004 yılında üçüncü kez zemin araştırma programları uygulanmıştır. Denizde ve karada yapılan zemin araştırmalarının amacı, proje güzergahı üzerindeki zemin/kaya sınırlarının ve davranışlarının tespit edilmesi, zemin/kayaların jeoteknik ve kütle parametrelerinin tespit edilmesi, projenin işletim süresinde karşılaşma olasılığı çok yüksek Marmara Depreminde zeminlerin davranışlarının ve olası sıvılaşma zonlarının tespiti, denizde ve karada inşa edilecek yapıların deprem anında ve statik durumdaki davranışlarının irdelenmesi, NATM / TBM ile açılacak olan tünellerin tasarımında kullanılacak statik ve dinamik parametrelerin belirlenmesi ve yeraltı durumu ve kaya/zeminlerin permeabilite değerlerinin tespit edilmesidir.

Marmaray BC1 Projesi, yaklaşık 13,5 km uzunluğunda olup, Kazlıçeşme (Avrupa) – Ayrılıkçeşme (Asya) arasında yer almaktadır (Şek. 1). Marmaray BC1 projesi;

- 1387 m batırma tüp tünel (en derin yerinde -56m kotuna batırılacak dünyadaki en derin batırma tüp tünel),
- 10 km çift tüp delme tünel (TBM ve NATM beraber),
- 670 m istasyonlar dahil aç-kapa tünel,
- 1790 m istinatlı dolgu, yarma ve yüzey yapılarından oluşmaktadır.



Şekil 1. Proje Güzergahının Plan Görünüşü

2 YAPILAN ARAŞTIRMALAR

Marmaray Projesi kapsamında üç aşamalı bir Jeoteknik araştırma programı uygulanmıştır. Bunlar sırasıyla aşağıda anlatılmaktadır.

2.1 Ön Jeoteknik Çalışmaları

Proje kapsamında ilk çalışma 1985-1987 yıllarında Yenikapı ile Söğütluçeşme istasyonları arasında kaya ve zemin koşullarında, karada 37 adet (1394 m) ve denizde 20 noktada (772 m) zemin araştırma sondajı, kuyu içi deneyleri ile laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Boğaz'daki deniz sondajları zamanın teknolojisi kullanılarak katamaran tipi duba üzerinden SPT deneyleri yapılarak tamamlanmıştır.

2.2 İhale Öncesi Jeoteknik Çalışmalar

İkinci tur araştırma çalışmaları, 2002 ile 2003 yılları arasında, Yedikule ile Söğütluçeşme arasında yapılmıştır. Bu tur çalışmada karada;

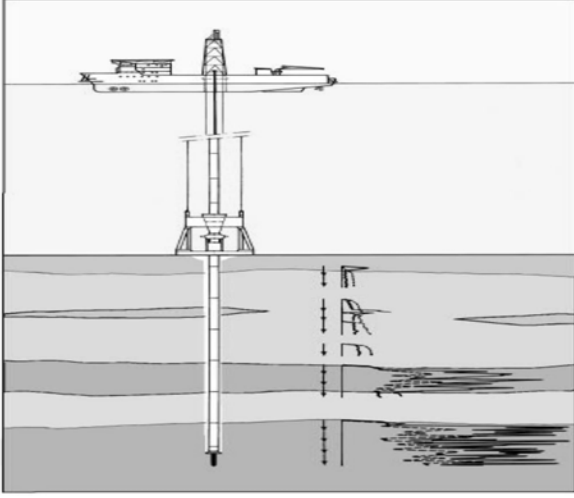
- 26 adet, toplam 1070 m sondaj (zeminden örselenmiş-örselenmemiş numune ve karot alınması dahil),
- Laboratuvar testleri
- Jeofizik araştırma (up/down hole ve cross hole), derin istasyonlarda,

Denizde ise;

- 7 noktada, toplam 350 m sondaj (en derini deniz tabanından 85 m derine kadar inen, sürekli Koni Penetrasyon Testleri-CPT ve her 3 m'de bir örselenmiş-örselenmemiş numune ve kayadan karot alınması dahil),
- 2 sondajda, deniz tabanından 10 m kaya içine kadar P-S logging test,
- Laboratuvar testleri (zemin, kaya ve çevre deneyleri),
- Ayrıca Boğaz'da tek kanallı jeofizik-sismik yansıma ve batimetrik etütler gerçekleştirilmiştir.

Denizde yapılan çalışmalar en son teknolojiye sahip, Hollanda firması Fugro'ya ait deniz üzerinde çapa atmadan dinamik pozisyonda durabilen bir gemi üzerinden yapılmıştır. Üç metrelik ilerleme boyu ve 9 ton itme kapasiteli Şekil 2'de gösterilen Wison tipi koni penetrasyon testi (CPT) sayesinde elde edilen, zeminin uç direnci,

çevre sürtünme direnci ve boşluk suyu basınçları parametreleri kullanılarak, batırma tüp güzergahındaki zemin-kaya profili çıkarılmış ve olası sıvılaşma zonları tanımlanmıştır.



Şekil 2. Wison tipi CPT Ekipmanı

Jeofizik-sismik yansıma çalışmaları; tek kanallı boomer kullanılarak batırma tüp tünel güzergahının her iki tarafından 500 m açılarak, hat koridorundan boyuna yönde 100 m aralıklarla, koridora dik açı ile 25 m aralıklarla, sparker kullanılarak ise boyuna yönde 3 profil, enine yönde ise 100 m aralıklarla gerçekleştirilmiştir.

2.3 İhale Sonrası Jeoteknik Çalışmalar

Proje, tasarla ve yap (Design and Built) sözleşme şekli olarak ihale edildiğinden yüklenicinin yapması gereken minimum araştırma programı işveren sözleşmesinde belirtilmiş olup, bu kapsamda aşağıdaki nihai araştırma programı gerçekleştirilmiştir; Karada;

- 120 adet, toplam 4000 m sondaj (zeminden örselenmiş-örselenmemiş numune ve kayadan karot alınması dahil),
- Yerinde arazi deneyleri (permeabilite, packer, pressiyometre),
- Laboratuvar deneyleri
- Jeofizik araştırma, P-S logging (istasyonlarda),

Denizde ise;

- 9 noktada, toplam 450 m sondaj (sürekli CPT ve her 3 m'de bir örselenmiş-

örselenmemiş numune ve kayadan karot alınması dahil),

- Laboratuvar testleri (zemin, kaya deneyleri)

yapılmıştır. Deniz çalışmaları 2002 yılındaki gibi Fugro tarafından gerçekleştirilmiştir.

3 JEOTEKNİK DEĞERLENDİRME

3.1 Delme Tüneller

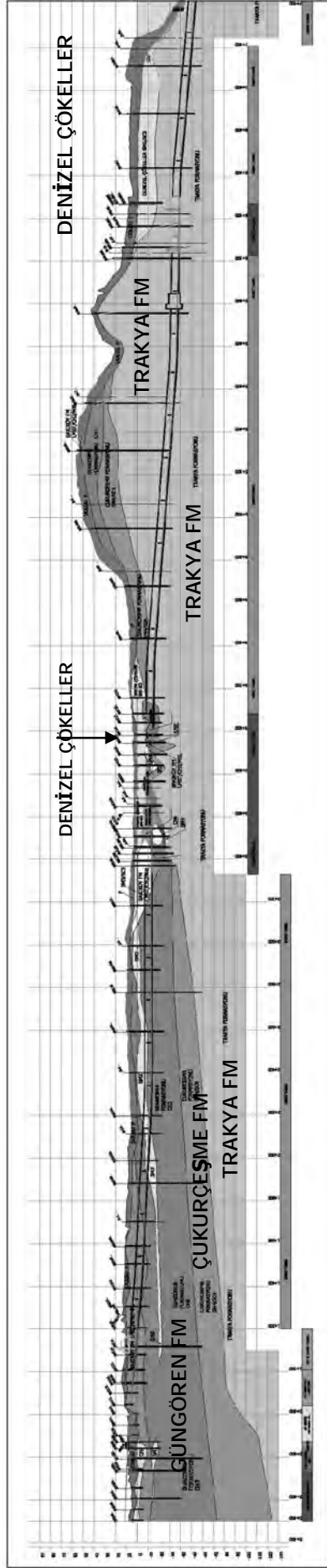
Yukarıda anlatılan jeoteknik çalışmalar sonucunda, tünel hattı boyunca zemin/kaya durumu Tablo 1'de özetlenmiş ve Şekil 3 ve 4'de görülen jeolojik profil çıkarılmıştır. Tablo 1'de görüldüğü gibi, tünel beş ana formasyon içerisinden geçmektedir. Bunlar Bakırköy, Güngören, Tuzla, Baltalimanı ve Trakya Formasyonları'dır.

3.1.1 Bakırköy Formasyonu

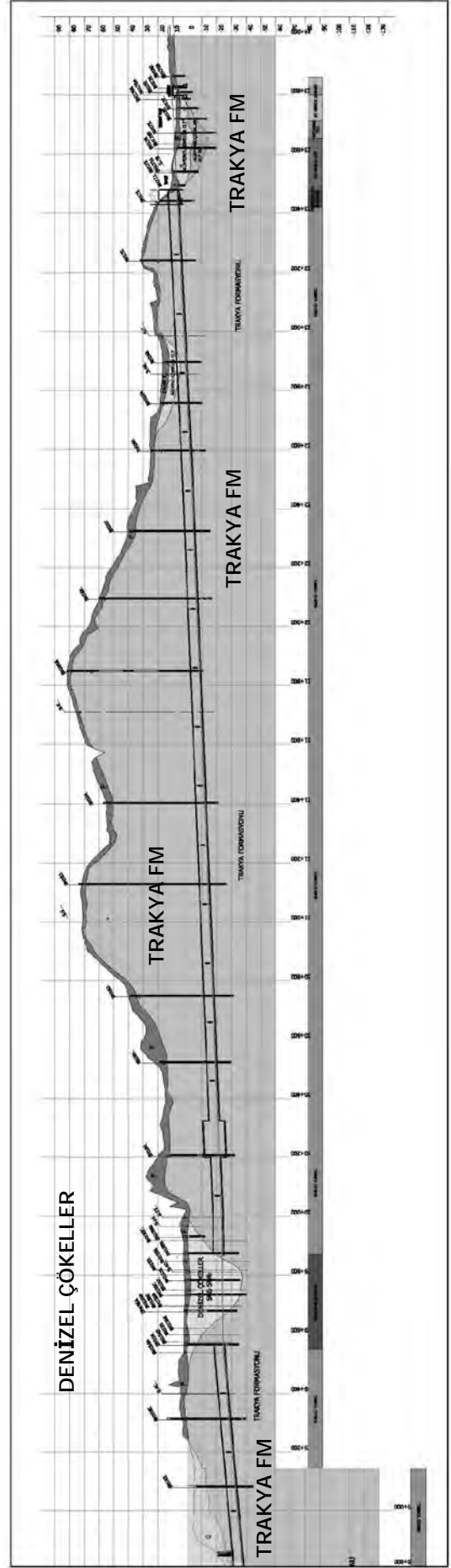
Orta-üst Miyosen yaşlı bu formasyon, proje güzergahının en batısında, km 0+960 ile km 1+800 arasında, kireçtaşı-kil-siltli kumlu kil ar dalanması şeklinde görülmektedir. Killer aşırı konsolide çok katı-sert kıvamdadır. Kireçtaşı tabakaları yeraltısuyu içermektedir. Killerin Tünel seviyesinde SPT N değerleri 30'un üzerinde olup derinlikle beraber değerler artmaktadır (Şek. 5). Birleşik zemin sınıflamasına göre Bakırköy Formasyonunun killeri CH-CI, kohezyonsuz seviyeleri ise SC, SP-SC ve SW-SC olarak tanımlanmıştır (Şek. 6).

3.1.2 Güngören Formasyonu

Yapılan sondajlara göre, Orta-üst Miyosen yaşlı Güngören Formasyonu güzergahın batısında km 1+800 ile km 4+560 arasında tünel seviyesinde, kum mercekli aşırı konsolide, çok katı-sert kıvamlı kil / siltli kil olarak görülmektedir. Formasyon içerisindeki kum mercekleri basınçlı akifer niteliğinde yeraltısuyu taşımaktadır. Birleşik zemin sınıflamasına göre, kohezyonlu seviyeler, CH ve MH-OH, kohezyonsuz seviyeler ise SC, SP-SC ve SW-SC olarak tanımlanmıştır (Şek. 7). Bu formasyonda elde edilen SPT N değerlerinin derinlik ile değişimi Şekil 8'de verilmektedir.



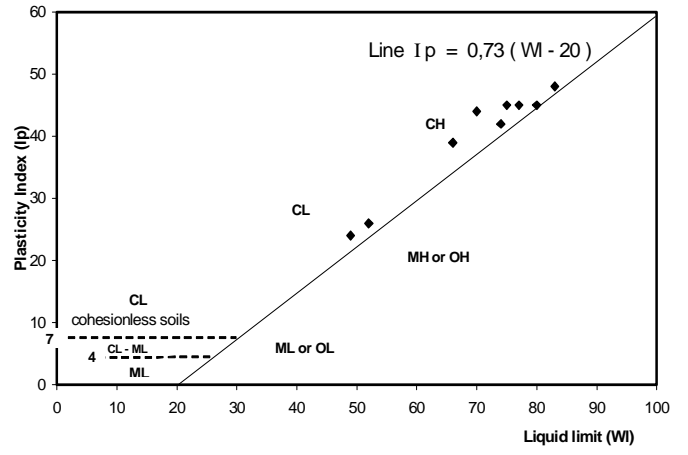
Şekil 3. Avrupa Tarafı Jeolojik Profil



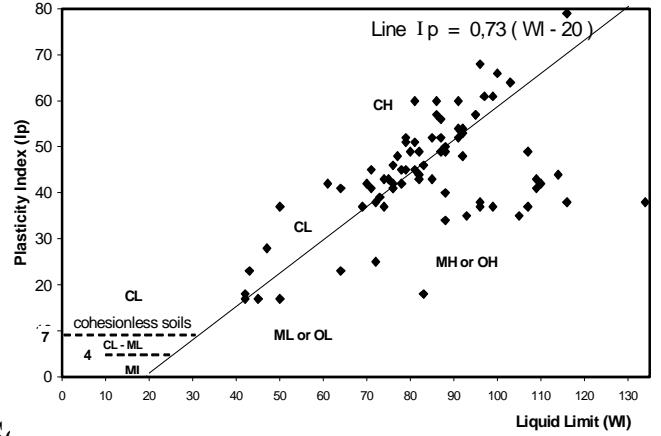
Şekil 4. Asya Tarafı Jeolojik Profil

Tablo 1. Delme Tünel Boyunca Zemin/Kaya Durumu

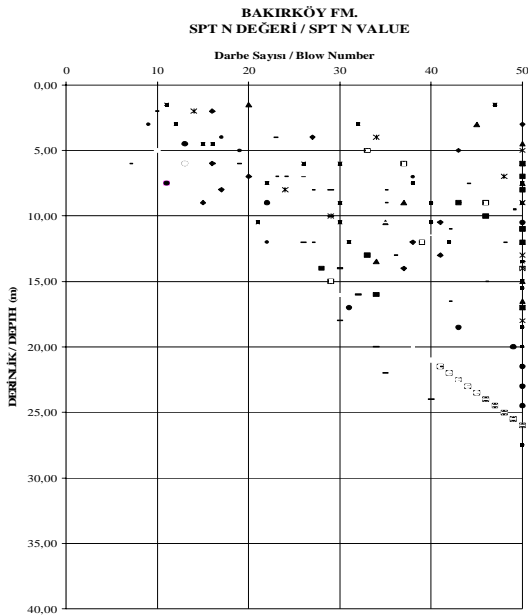
Km	Yapı	Formasyon
0+000~0+960	Yüzey	Dolgu
0+960~1+200	Aç&Kapa	Dolgu
		Bakırköy
1+200~1+800	Delme Tünel	Bakırköy
1+800~3+685	Delme Tünel	Güngören
3+685~4+080	Yenikapı İst. Aç&Kapa	Dolgu
		Denizel Çökel
		Güngören
		Çukurçeşme
4+080~4+140	Delme Tünel	Güngören
4+140~4+420	Delme Tünel	Trakya
4+420~4+560	Delme Tünel	Güngören
4+560~6+225	Delme Tünel	Trakya
6+225~6+460	Sirkeci İst.	Trakya
6+460~7+427	Delme Tünel	Trakya
7+427~8+814	Batırma Tünel	
8+814~9+599	Delme Tünel	Trakya
9+599~9+824	Üsküdar İst. Aç&Kapa	Dolgu
		Denizel Çökel
		Trakya
9+824~12+745	Delme Tünel	Trakya
12+745~12+950	Delme Tünel	Alüvyon
		Trakya
12+950~13+410	Delme Tünel	Tuzla
		Baltalimanı
		Trakya
13+410-13+860	Aç&Kapa	Dolgu
		Alüvyon
		Trakya



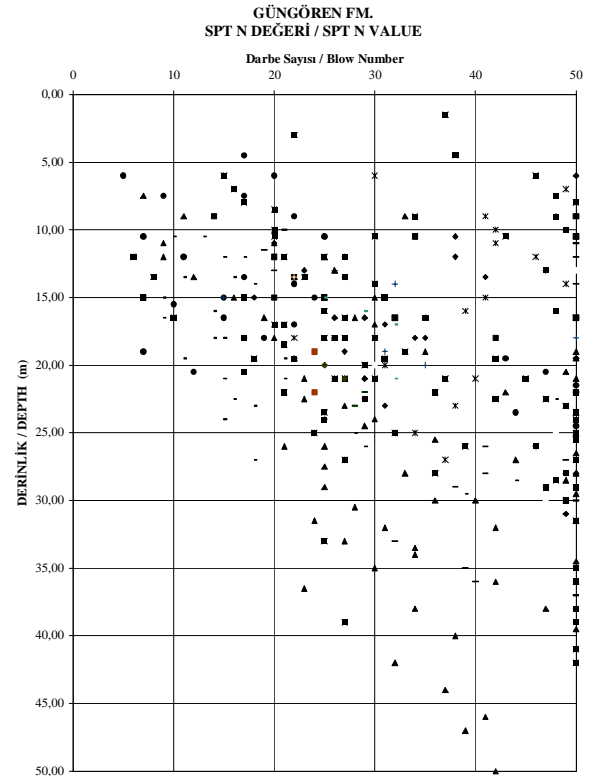
Şekil 6. Bakırköy Formasyonu Plastisite Kartı



Şekil 7. Güngören Formasyonu Plastisite Kartı



Şekil 5. Bakırköy Formasyonu SPT N değerinin derinlik ile değişimi



Şekil 8. Güngören Formasyonu SPT N değerinin derinlik ile değişimi

3.1.3 Çukurçeşme Formasyonu

Orta-üst Miyosen yaşlı Çukurçeşme Formasyonu'na, yapılan sondajlara göre, Yenikapı istasyon bölgesinde, Km 3+770 ile Km 3+900 arasında, sınırlı bir alanda, istasyon temel taban seviyesinin az üzerinde, Güngören kilinin altında, Trakya Formasyonu'nun üzerinde rastlanmıştır. Formasyon sarımsı kahverenkli sıkı-çok sıkı killi siltli kum ve aralarda yer yer ince kil bantları ile temsil edilmektedir.

Tünel seviyesinde SPT N değerleri 50'nin üzerinde olup derinlikle beraber değerler artmaktadır. Formasyon yarı basınçlı / basınçlı akifer niteliğinde yeraltısuyu taşımaktadır. Birleşik zemin sınıflamasına göre, formasyon SP-SM ve SC olarak tanımlanmıştır.

3.1.4 Tuzla Formasyonu

Marmaray güzergahı boyunca Paleozoyik yaşlı istifin üst düzeylerinde bulunan Üst Devoniyen yaşlı Tuzla Formasyonu, açık gri-gri renkli, orta derecede - az ayrılmış, tünel seviyesinde ayrılmamış, orta sağlam yumrulu kireçtaşları ile temsil edilmektedir. Yumrulu kireçtaşlarının ilksel yapısı orta kalın tabakalı kireçtaşı ile laminalı çamurtaşı ardalanmalarından oluşmaktadır. Bu formasyona Asya yakasında, Bağlarbaşı Tepesi'nin altında ve Üsküdar Meydanı-Bağlarbaşı Tepesi arasında 2 ayrı sondajda rastlanmıştır. Tuzla Formasyonu kaya kütlesi ortalama 60 MPa tek eksenli basınç mukavemetine sahip, orta sağlam-sağlam dayanımlıdır.

3.1.5 Baltalimanı Formasyonu

İstanbul Paleozoyik istifinde, Tuzla Formasyonu üzerine Alt Karbonifer yaşlı Baltalimanı Formasyonu gelmektedir. Formasyon, siyah renkli, laminalı-ince tabakalı fosfat yumrularından oluşan aşırı kıvrımlı sağlam Çörtler ile temsil edilmektedir. Bu formasyona Asya yakasında yapılan sondajlardan sadece bir tanesinde rastlanmıştır.

3.1.6 Trakya Formasyonu

Alt-orta Karbonifer yaşlı Trakya formasyonu yeşilimsi kahve-gri koyu gri renkli kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı (şeyl) ardalanmalarından oluşan derin denizel, fliş karakterli bir istiftir. Kaya kütlesi genellikle orta derecede ayrılmıştan ayrılmamış-tazeye kadar ayrışma sergilemekte, süreksizlikleri yakın-orta derecede aralıktır. Bozulmamış kaya mukavemeti, zayıf kaya ile çok sağlam kaya aralığında yer almaktadır (Şek. 9). Andezit, Diyabaz sokulumları Trakya Formasyonu'nu dayk ve sil şeklinde kesmektedir. Sokulumlar dokanaklarda pişik ve ezik kontak zonlar meydana getirmekte ve bunun neticesinde kaya kalitesi bozulmakta ve buralardan yeraltısuyu geliri görülmektedir.

Trakya formasyonu Jeoteknik açıdan üç bölüme ayrılabilir.

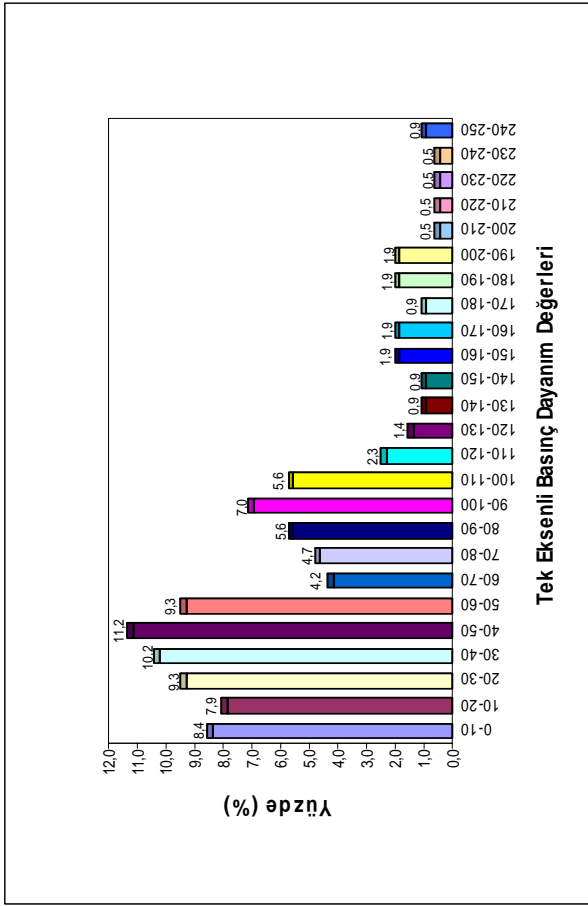
Faylı / Ezik zonlar: Bu zonlara santimetreden bir kaç metre seviyesine kadar varan fay zonlarında, ezilmiş/makaslanmış çamurtaşı (şeyl) seviyelerinde ve sokulum dokanaklarında ratlanılmaktadır. Bu zonların bozulmamış-intact seviyelerinde kayanın tek eksenli basınç mukavemeti 2 ile 20 MPa arasında değişmektedir.

Ortalama Kaya kütlesi: Bu kütle kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı (şeyl) ardalanmalarından meydana gelmekte olup, 70 MPa tek eksenli basınç mukavemetine sahip, orta sağlam-çok sağlam kaya sınıfındadır.

Sağlam Kaya kütlesi: Bu bölüm kayaçlar ayrılmamış-taze, 180 MPa'dan daha yüksek basınç direncine sahip, çok sağlam kumtaşı ve diyabaz sokulumlarından oluşmaktadır.

Ayrılmamış, sağlam, kuvars daneli kumtaşı ve diyabaz tabakalarından alınmış 6 adet numune üzerinde Cerchar Aşınma İndeks Testi yapılarak, kaya kütlesinin aşınma indeks değeri tespit edilmiştir.

Trakya Formasyonu içerisindeki silttaşı ve çamurtaşı litolojilerinin kumtaşı ve diyabazlara göre aşındırıcı olmadığı kabul edilmiştir. Yapılan test sonuçlarına göre, numunelerin % 30'u aşındırıcı (aşındırıcılık indeksine göre 1-2), kalan % 70 ise çok aşındırıcı (aşındırıcılık indeksine göre 2-4) sınıfında kalmıştır.



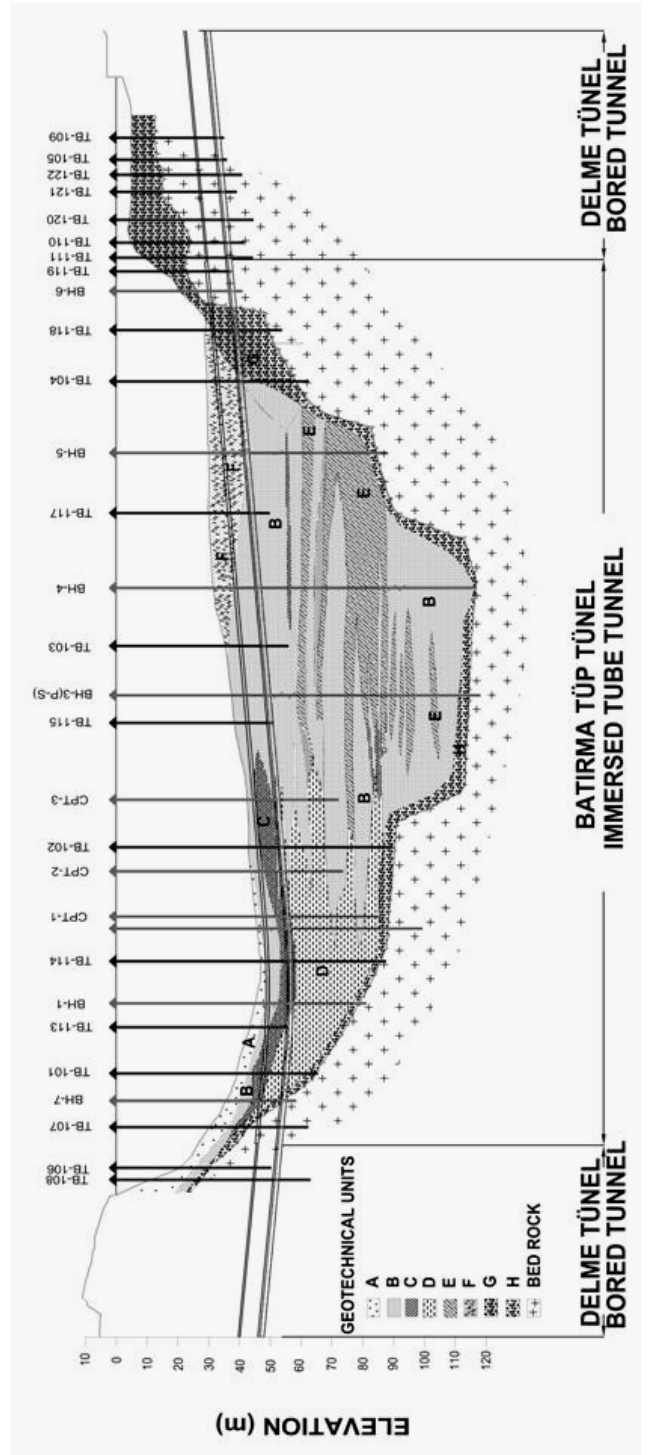
Şekil 9. Trakya Formasyonu'nda yapılan Tek Eksenli Basınç Dayanım Testlerinin Yüzde Dağılımı

3.2 Batırma Tüp Tünel

Yapılan araştırmalar sonucunda, batırma tüp güzergahının jeolojik durumu ve litolojik stratigrafisi yorumlanmış ve Şekil 10'da verilmiştir. Batırma tüp güzergahı boyunca, dane boyu dağılımı, zeminlerin sıklığı ve kıvamı gözönünde tutularak, denizel çökeller anakaya hariç 8 jeoteknik gruba ayrılmıştır ve Tablo 2'de özetlenmiştir.

Tablo 2. Batırma Tüp Tünel Boyunca Zemin / Kaya Durumu

Birimler	Litolojik Tanımları
A	Dolgu, kirlenmiş zemin
B	Açık-koyu gri Kum
C	Gri Kumlu Kil / Killi Kum
D	Gri çok yumuşak Siltli Kil, kum mercekli
E	Gri Kumlu Kil
F	Açık gri-gri Kumlu Kabuk
G	Gri Siltli Kumlu Çakıl
H	Gri Kumlu Çakıl



Şekil 10. Tüp Tünel Güzergahı Jeolojik Profili

Jeoteknik A birimi, Haliç ağzında sanayi atıkları ile kirlenmiş-karışmış zemin olarak tanımlanmaktadır. Bu tabaka inşaat sırasında taranıp, kapalı atık (Confined Disposal Facility-CDF) alanlarında depolanmaktadır.

Jeoteknik B birimi, gri renkli ince-iri daneli silt ve az kil bantlı çok gevşek-gevşek sıklıkta Kum oluşturmaktadır. Bu birime Km 7+427 ile Km 7+900 arasında, tüp tünel profilinin üst seviyelerinde rastlanmakta ve bu kesimlerdeki birimin, CPT uç direnci düşük

olup, 0,5-4 MPa mertebelerindedir. Yer yer 12 MPa uç dirençleri de görülmüştür. Jeoteknik B birimi Km 7+900 ile Km 8+860 arasında tüp tünel temel kotunun altında izlenmektedir. Buralardaki CPT uç dirençleri nispeten yüksek olup, derinlikle beraber artmaktadır. Deniz tabanının ilk 8-12 m altında CPT uç dirençleri 4-12 MPa arasında değişmektedir. Bu derinliklerin altında Jeoteknik B biriminin uç dirençleri Jeoteknik E biriminin ara tabakalarından dolayı 12 MPa'ı aşmaktadır.

Jeoteknik C birimi, tüp tünel seviyesinin üzerinde Km 7+427 ile Km 8+000 arasında bulunan, gri renkli kumlu kil / killi kum tabakası ile temsil edilmektedir. CPT uç dirençleri oldukça düşük, 0,2-2 MPa değerlerinde, çok yumuşak-yumuşak / çok gevşek-gevşek kıvamda / sıklığındadır.

Jeoteknik D birimi, gri renkli, orta plastisiteli, çok yumuşak-yumuşak kıvamlı siltli kil'den (Haliç Kili) meydana gelmektedir. Km 7+427 ile Km 7+900 arasında, tünel temel taban seviyesinin altında rastlanan bu birimin CPT uç direnci, ortalama 0,5 MPa mertebelerindedir.

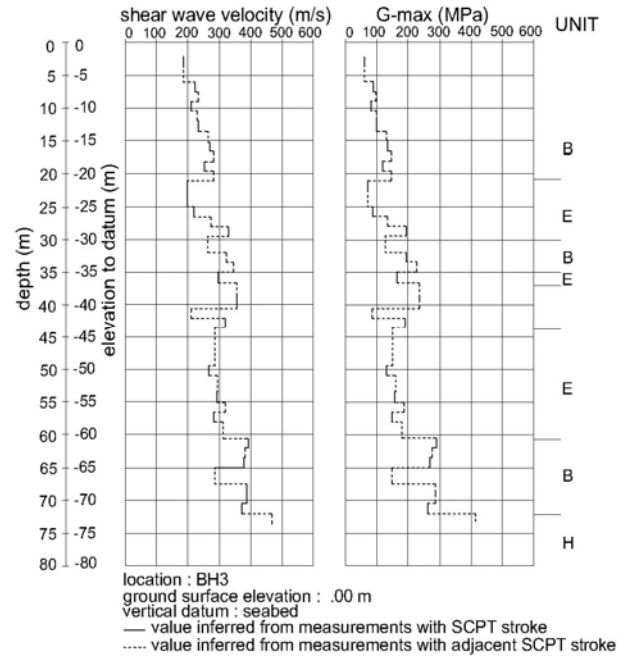
Jeoteknik E birimi, gri renkli, düşük orta plastisiteli orta katı-katı kıvamlı Kumlu Kil tabakasından meydana gelmektedir. Bu biriminden elde edilen numunelerde H₂S gazı tespit edilmiştir. CPT uç direnci 1-2 MPa olan jeoteknik E birimine tüp tünel güzergahının orta ve doğu kesiminde yaklaşık -55 m kotundan sonra rastlanmıştır.

Jeoteknik F birimi, Tünel temel taban kotunun üzerinde, Km 8+180 ile Km 8+780 arasında, açık gri-gri renkli Kumlu Kabuk tabakası olarak tanımlanmaktadır.

Jeoteknik G birimi, Tünel altında Km 8+860 ile Km 8+780 arasında gri renkli kabuklu Siltli Kumlu Çakıl tabakası ile temsil edilmektedir.

Jeoteknik H birimi, Boğaz kanalının taban kayası olan Trakya Formasyonunun üzerinde taban çakıltası formunda, çakıl, blok, iri blok boyutunda malzemedir oluşmaktadır.

Boğaz'da yapılan iki sondajda, Sismik CPT ekipmanı kullanılarak, değişik jeoteknik birimlerin P ve S dalgı hızları ile Kayma Modülü değerleri ölçülmüştür (Şek. 11).



Şekil 11. BH-3 sondajından Kayma Dalgı Hızı V_s ve Kayma Modülü Grafikleri

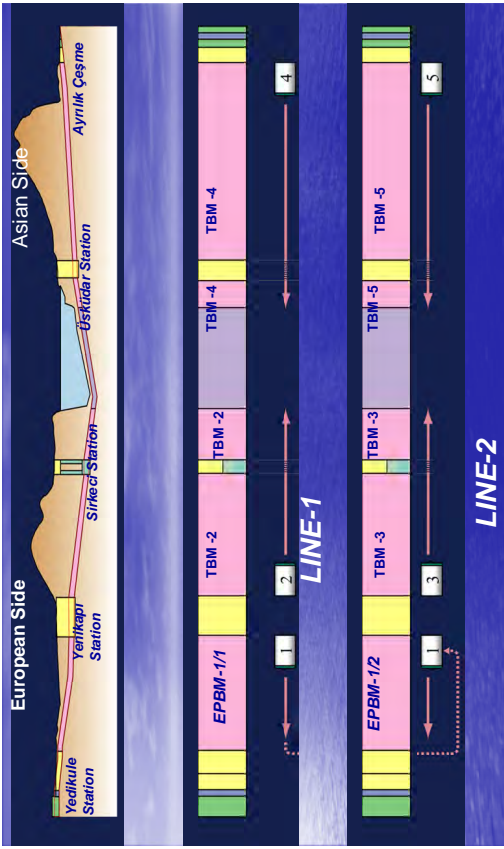
4 İNŞAAT ÇALIŞMALARI

Projede inşaat çalışmaları farklı bölgelerden başlamış ve devam etmektedir. Devam eden işler karada ve denizde devam eden işler olarak ikiye ayrılabilir. Denizde tüp tünel elemanlarının yerleştirileceği kanal kazısı tamamlanmış, Tuzla'da kuru havuzlarda imal edilmekte olan elemanlardan 3 tanesi de Ağustos 2007 itibarıyla yerine batırılmıştır. Denizde tüp elemanlarının dolgu işleri devam etmektedir.

Projenin batı ucuında Yedikule, doğu ucuında Ayrılıkçeşme bölgesinde TBM'lerin gireceği giriş yapıları, Yenikapı ve Üsküdar bölgesinde derin aç&kapa istasyon kazıları, Sirkeci'de derin yeraltı istasyon kazı çalışmaları ve Yedikule bölgesinde yüzey yapı inşaatları başlamış bulunmaktadır. TBM ile açılacak delme tünel inşaatları da başlamıştır.

4.1 TBM ile Açılacak Delme Tüneller

Projede delme tünel inşası için 5 adet TBM bulunmakta olup, bunlardan 4 tanesi Slurry tip, bir tanesi örtü basıncı dengeleyen EPB (Earth Pressure Balance) tip TBM çalışmaktadır. Çalışacak TBM'lerin yerleri ve delme yönleri Şekil 12'de görülmektedir.



Şekil 12. TBM'lerin yerleri ve delme yönleri

Yukarıdaki şekilde görüldüğü üzere, 2 adet slurry tip TBM (TBM4-5) Asya tarafında, Ayrılıkçeşme bölgesinden tünel açmaya başlayarak, kuzeye doğru ilerleyip, Karacaahmet mezarlığı, Bağlarbaşı tepesinin altından geçip, 600'lük bir kurp ile Üsküdar Meydanı istikametine doğru ilerleyip, meydanın altından geçip, Kızkulesi civarında sahilden 300 m açıktaki deniz içerisinde batırma tütünele bağlanacaktır.

Diğer 2 adet slurry tip TBM (TBM2-3) Avrupa tarafında açılmakta olan Yenikapı İstasyonu içerisinden doğu-kuzeydoğu istikametine ilerleyerek Beyazıt Tepesi altından geçip, Sarayburnu'nda karadan 100 m açıktaki batırma tütünele bağlanacaktır.

Trakya Formasyonu'nun kumtaşı-çamurtaşları ile diyabaz sokulumlarının oluşturduğu kaya içerisinde kazı yapacak slurry tip TBM'ler, Asya yakasında 4260 m, Avrupa yakasında ise 3120 m tünel açacaklardır.

Avrupa tarafındaki EPB tip TBM1, Yedikule-Yenikapı arasında, zayıf kayazemin karakterli Bakırköy ve Güngören formasyonları içerisinde 2485 m boyunda 2 adet tünel açacaktır.

Ayrılıkçeşme'den delmeye başlayan TBM4 ve 5 için Koşuyolu Vadisi'nin batı yamaçında Trakya Formasyonu'na ait kumtaşı-çamurtaşları içinde ankrajlı betonarme perde duvarlı portal oluşturulmuştur. Bu portaldan TBM4 ve 5, Ocak 2007 tarihinde tünel kazılarına başlamıştır.

Avrupa tarafında Yenikapı İstasyonu'ndan girecek olan TBM2 ve 3 ise Yenikapı İstasyonunda devam etmekte olan arkeolojik kazıları beklemektedir. İstasyonun kazı destek sistemi bitirilmiş ve içinde arkeolojik kazılar devam etmektedir.

Yedikule-Yenikapı arasında çalışacak EPB tip TBM1 için Yedikule'de Bakırköy Formasyonuna ait kireçtaşı-kil aralanmaları içerisinde, 25 m eninde, 65 m boyunda, 17 m derinliğinde, -2 m kotunda fore kazıklı bir giriş yapısı-şaftı imal edilmiştir. Bu şafttan EPB tip TBM1 kazılarına Ağustos 2007'de başlamıştır. EPB tip TBM tamamen kapalı mod'da çalıştırılacaktır.

Delme tünelleri açacak olan TBM'lerin kesici kafa çapı 7950mm, kalkan çapı 7850mm'dir. Tünel destek elemanları C50 betondan imal prekast, kilit taşı ile beraber 6+1 segmentten oluşan ringlerdir. Ringlerin iç çapı 7040 mm'dir. Segment boyu 1,5 m, kalınlığı slurry tip TBM'de 30 cm, EPB tip TBM'de 32 cm'dir.

4.2 TBM İmalatları

Marmaray Projesi'nde Yedikule bölgesinde çalışan EPB tip TBM kazılarına daha yeni başlamış olması sebebiyle makine performansı hakkında güncel bilgimiz bulunmamaktadır.

Ayrılıkçeşme'den delmeye başlamış olan TBM 4 ve 5, Eylül 2007 başı itibarıyla, sırasıyla 725 ve 775 m tünel açmıştır. Güzergahın ilk 750 m'lik bölümü, örtü kalınlığı ve jeolojik koşullarına göre, kazı / imalat açısından üç bölümde değerlendirilebilmektedir.

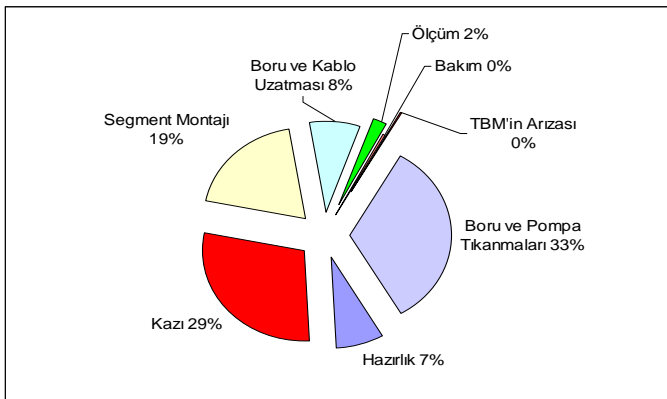
İlk 300 m: Bu kesimde TBM'ler Trakya formasyonunun kumtaşı, siltaşı, çamurtaşı aralanmaları ile bunları yer yer kesen 2-3 m kalınlıklı diyabaz sokulumları içerisinden ilerlemiştir. Bu kesimde, örtü kalınlığı 8 ile 20 m arasında değişmektedir. Örtü karakteri en üstte 0,5 ile 1 m kalınlıklı dolgu ve hemen

altında Trakya Formasyonu ile temsil edilmektedir. Bu kesimdeki kazının ilk 150m'si makinenin başlangıç kazısı olup, ilerleme günde 1 ring (1,5 m) imalatı ile başlamış, ortalama 2,5 ring ile bitmiştir. Kalan kısımda kazı hızı, ortalama 3,5 ring imalatı ile devam etmiş, maksimum 8 ringe kadar çıkmıştır.

İkinci 150 m: Bu kesimde, ortalama 10 ile 12 m arasında değişen örtü kalınlığında Trakya Formasyonu içerisinde ilerleyen TBM 4 ve 5, ilk 300 m'ye göre daha kalın ve daha sık diyabaz sokulumlarına rastlamışlardır. Bu bölümde, örtü, üstte 1 m kalınlıkta dolma zemin ve altında yer yer orta derecede genellikle az ayrılmış Trakya Formasyonudur. Bu kesimde ortalama kazı/imalat 2 ring mertebesindedir.

Son 300 m: Bu kesimde TBM 4 ve 5 Seyit Ahmet Deresi içerisinde Karacaahmet Mezarlığı'nın altından geçmiştir. Burada örtü kalınlığı 9 - 10 m civarındadır. Örtü, en üstte 4 - 4,5 m kalınlıklı dolgu, hemen altında 5,5 - 6 m kalınlığında alüvyonel karakterli suya doygun killi kum / kumlu kil tabakaları bunlarında altında Trakya Formasyonu'ndan meydana gelmektedir. Planda 200 m'lik bir mesafe tutan bu kesimde TBM'in en üst kesimi 0,5 ile 1,5 m kalınlığında alüvyonel çökelleri kalan kısmı Trakya formasyonunun litolojilerini kesmiştir. Seyit Ahmet Deresi'ndeki imalat hızı ortalama 3,5 ring ile devam etmiş yer yer maksimum 8 ringe kadar da çıkmıştır.

TBM 4 ve 5 kazılarının ilk 750 m'sinden elde edilen bilgiler neticesinde, slurry tip TBM'lerin kullanılabilirliği aşağıda Şekil 13'de verilmiştir.



Şekil 13. TBM'lerin Kullanılabilirliği

Yukarıdaki grafikten görüldüğü üzere slurry TBM'de en fazla kullanılabilirlik yüzdesini boru ve pompa tıkanmaları almıştır. Bu tıkanmalar, TBM kazısında, kesici kafanın kopardığı parçaların dışında, formasyonun süreksizlik sıklığına bağlı, istem dışı (fay/fay zonlarında kendiliğinden sökülme/dökülme), kolaylıkla dökülen (genellikle 10 x 10 x 45 cm boyutunda) iri blokların, kesici kafa üzerindeki açıklıklardan geçerek kazı odasına girip, kırıcıya gidmeden (kırıcı ile kazı odası arası 14 m mesafede) yarattığı sorun olarak tanımlanmaktadır. Bu sebeple kesici kafa üzerindeki açıklıklar değiştirilmektedir.

4.2.1 TBM Tünellerinde jeoteknik izleme

Marmaray Projesi'nde yapılan her türlü inşaat faaliyetinden (tünel, aç-kapa, istasyon, portal kazıları, vs) meydana gelebilecek yapı oturumları 10 mm ve yapılarda farklı oturma 1/500 eğim şartı ile sınırlandırılmıştır. Bu şartlardan dolayı her inşaat sahasında, TBM tünelleri dahil, olabilecek bütün düşey ve yatay hareketler-deformasyonlar uygun jeoteknik izleme aletleri ile gözlenmektedir. Her inşaat faaliyet alanının etki zonları tanımlanmakta ve ilgili ölçüm aletleri etki alanı içinde kalan yapılara monte edilmektedir.

Bu sebeple, TBM tünellerinde de aletsel izleme yapılmaktadır. Yanyana açılan TBM tünellerinin eksenleri arasındaki mesafe ortalama 15 m civarındadır. Tünel dış kenarlarından, slurry tip TBM'de 10 m, EPB tip TBM'de ise 15 m dışarı doğru olacak şekilde, sırasıyla minimum 40 ve 50 m etki zonu öngörülmüştür. Etki zonları 50 ile 60 m kadar çıkan yerler de mevcuttur. Bu etki zonları içerisinde kalan bölgedeki bütün yapılara düşey oturma bulunu, bina taşıyıcı sistemleri üzerlerine 3D okuma yapmak için reflektör, yüzey oturumlarını gözlemek için de yüzey oturma bulonları yerleştirilmiştir. Tüneller arasında 200 m'de bir acil durumlar için tasarlanmış, kaçış tünelleri vardır. Yaklaşık bu kaçış tünellerinin üzerine denk gelecek şekilde, her 200 m'de bir düşey hareketleri izlemek için ekstansometre, yatay hareketleri gözlemek için inklinometre ve

yeraltısı durumunu takip etmek için piyezometre montajları yapılmıştır.

Bu aletsel izlemeler, tünel kazı durumuna göre, kazı önünden 50 m, tünel arkasından 100 m prensibi ile deformasyonlar sönümleninceye kadar günde en az bir kez olmak üzere devam etmektedir. Deformasyon hızına bağlı olarak ölçüm sıklıkları arttırılmaktadır.

TBM 4 ve 5'in gerçekleştirmiş olduğu 750 m kazı, yukarıda anlatılan jeoteknik okuma prensibi ile takip edilmiştir.

Jeoteknik izleme sonucunda, her 200 m'de bir yerleştirilmiş inklinometrelerde tünel seviyesinde 1-2 mm yatay deformasyon izlenmiştir.

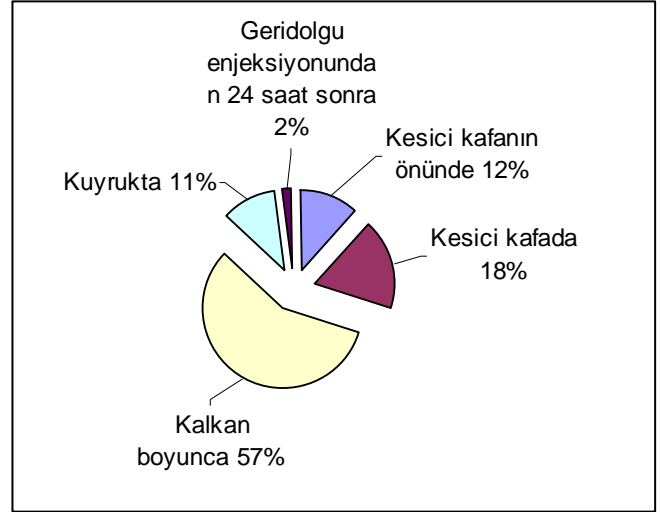
Kazının ilk 300 m'sinde ilk tünelin açılması ile yüzey ve bina oturma bulonlarında, yaklaşık 2 mm, ikinci tünel açılmasıyla da ilave 2 mm, olmak üzere toplam 4 mm oturma görülmüştür. Bu değer tünel imalatı öncesinde tahmin edilen oturma değer ile örtüşmüştür.

Kazının ikinci 150 m'sinde de aynı oturma değerleri görülmüş sadece iki bina altında tahmini oturma limiti aşılmıştır. TBM'ler bu binaların 10 m altından geçmiştir. Binaların altındaki jeolojik koşullar; az – orta derecede ayrılmış Trakya Formasyonu içindeki fay zonuna yerleşmiş diyabaz sokulumundan oluştuğu çıkan pasadan tespit edilmiştir. Bu jeolojik ortamda açılan ilk TBM tüneli binalarda 10 mm, ikincisi 10 mm olmak üzere toplam 20 mm oturmaya neden olmuştur. Binaların farklı oturma durumu tahkik edilmiş, yapıların eğimi $>1/2000$ mertebesinde kalmıştır.

Kazının son 300 m'lik bölümünde, özellikle TBM'lerin Karacaahmet Mezarlığı altından geçişi sırasında, yüzey oturma bulon sayısı ve okuma sıklığı arttırılmıştır. Bir önceki bölümde sözü edilen jeolojik koşullarda, özellikle alüvyonel çökellerin geçişinde Karacaahmet Mezarlığı içinde TBM'lerin yarattığı yüzey oturma değeri sınırlı alanda maksimum 35 mm'ye ulaşmıştır.

Bu yüzey oturmalarının okuma sıklığı sayesinde, alt kesimde % 80'ni kaya, üstte ise % 20'si suya doymuş gevşek killi kum / yumuşak-orta katı kumlu kil karakterli alüvyon çökelleri kesen bir TBM ilerleme

- yüzey oturma ilişkisi Şekil 14'de grafikte değerlendirilmiştir.



Şekil 14. TBM İlerlemesi İle Düşey Oturma İlişkisi

Yukarıdaki grafikten, toplam oturmanın, % 68'inin kalkan-shield boyunca olduğu, ring montajı bitip, geridolgu enjeksiyonu tamamlandıktan 24 saat sonra ise toplam oturmanın % 98'inin tamamlandığı görülmektedir.

5 SONUÇLAR

Marmaray Projesi için yapılan üç aşamalı jeoteknik etüd çalışmaları birbirini tamamlamış ve bütünleşmiştir. Bu jeoteknik çalışmaların üzerine oturtulan tasarımlar tamamlanmış ve proje inşaat çalışmalarına geçmiştir. Halen devam etmekte olan projede, jeolojik ve jeoteknik konularda, uygulama ve tasarım arasında bir uyumsuzluk görülmemiştir.

KAYNAKLAR

- Fugro Engineers B.V., 2003. Off-shore drilling, CPT testing and sampling, Netherlands,
- STFA Temel Araştırma Sondaj AŞ., 2003. Marmaray Kara Sondajları Data Raporu
- Fugro Engineers B.V., 2005. Off-shore drilling, CPT testing and sampling, Netherlands,
- STFA Temel Araştırma Sondaj AŞ., 2005. Marmaray Kara Sondajları Data Raporu

Excavation and its behavior of extra large tunnel in urban area

Gökbora Akay

Control Manager of MARMARAY Project, Taisei Corporation, Istanbul, Turkey

Yosuke Taguchi

Project Manager of MARMARAY Project, Taisei Corporation, Istanbul, Turkey

Yoshizumi Shimizu

Site Manager of MARMARAY Project, Taisei Corporation, Istanbul, Turkey

ABSTRACT: MARMARAY Project, which is a construction project of railways and stations between “Europe” and “Asia” in Istanbul crossing the Bosphorus strait, is now in progress.

In this paper, the crossover tunnel excavated in Uskudar district as a part of MARMARAY Project will be introduced. This tunnel has a function as cross track section between two individual TBM tunnels. In order to include two TBM sections, the crossover tunnel was designed as an extra large section tunnel. The excavated area in maximum is 236m². Excavation was carried out by the conventional method (not TBM). The sequential procedure to excavate in huge section will be indicated.

Uskudar district is highly density urban area, and the over ground layer above the tunnel is around 25m. The excavation is required outstanding careful construction managements including monitoring and proper treatment against displacements. The monitoring system incorporated in this work will be introduced. The monitoring results and taken actions are also presented.

1 INTRODUCTION

This paper describes the technical achievement in urban Non-TBM construction of the Üsküdar Crossover Tunnel.

The Crossover Tunnel positioned in between KM:10+223.42 - KM:10+350.42 of the project alignment with total length of 127.2m(Figure 1). The tunnel designed as extra large section in order to include two track sections. Standard excavation cross section is about 213m². However it is about 236 m² at the largest section where the tunnel enlarged on both end edge for the arrival and departure of TBM machine. In order to achieve the excavation of crossover tunnel, 3 type of temporary approach tunnel was excavated for different purposes. This tunnel was constructed under urban tunnel condition, 24m to 26m of average overburden in topography condition, the ground consist of highly fractured, highly weathered weak

laminated mudstone and highly fractured, weathered strong diabase dykes and sills in geological condition and directly below the build-up urban area.

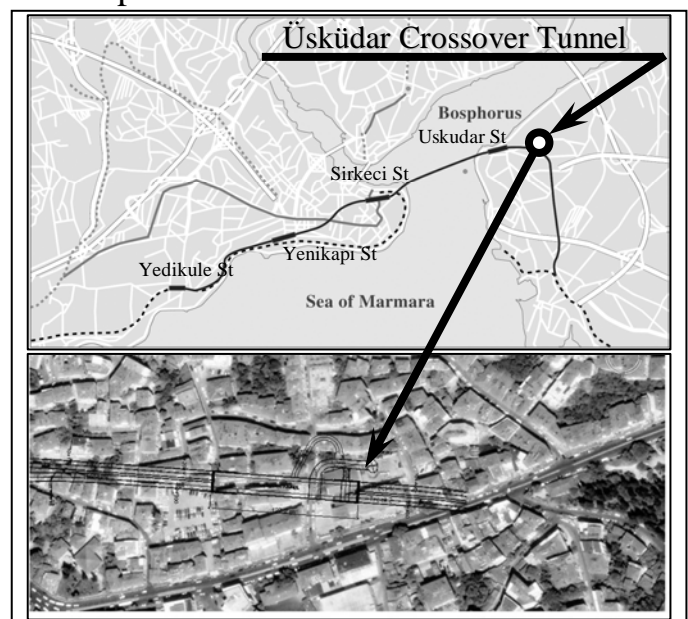


Figure 1. Location map and aerial view of route

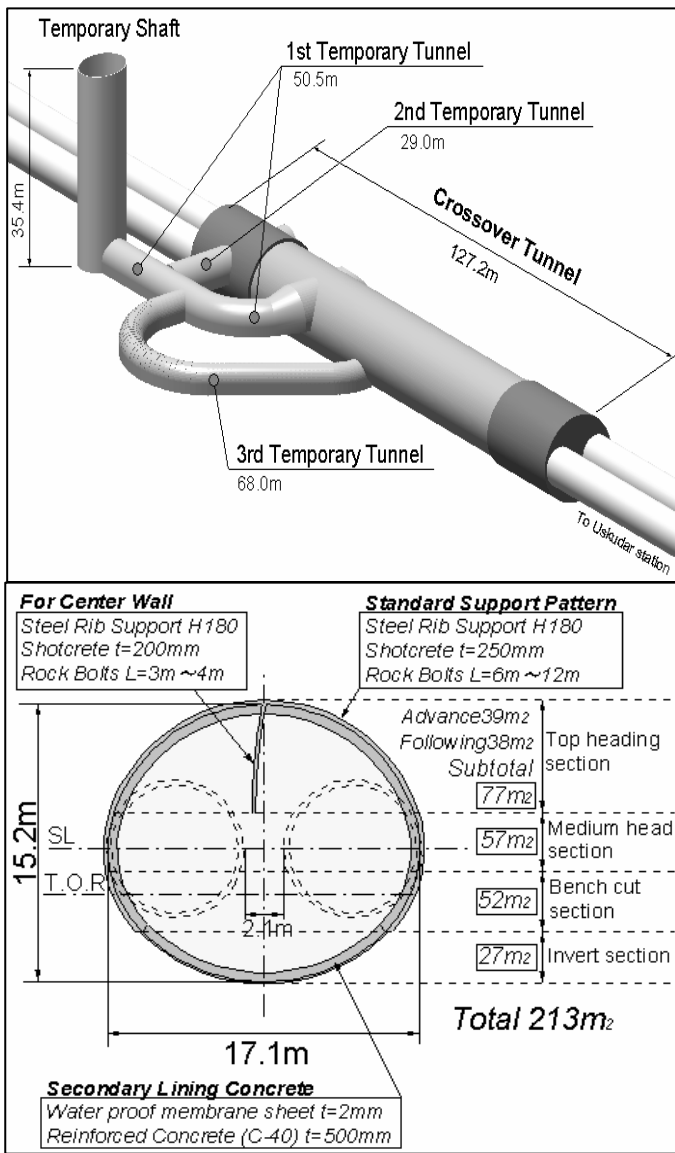


Figure 2. 3-D view and cross section of the tunnel

2 GEOLOGICAL CONDITION

2.1 Geological evaluation in design stage

Limited number of investigation borings could be conducted due the dense habitation over the crossover tunnel along this section of the project alignment. However,

the geological profile could be predicted. According to bore hole records the rock type in this section is pre-dominantly sandstone and mudstone, secondarily limestone and diabase. The sandstone and mudstone of the Trakya formation are slight to moderately weathered, moderately strong to strong and light to dark gray in color. The rock is generally highly fractured; the joints are very closely or closely spaced as indicated by majority of RQD of 10% or less. The joints are open sometimes in filled with clay and slickenside. There are several to three joint sets of nearly vertical, steep around 75 to 91 degrees and at about 20 to 45 degrees dip.

The unconfined compressive strengths vary from 3 to 196N/mm². The light to greenish grey diabase is slightly weathered and moderately strong to strong. It was expected that the rocks have been disturbed by tectonic movements as indicated by fault zones, non intact zones and crushed zones recorded in the borehole logs.

2.2 Geological evaluation after construction

In general, at the construction site and near vicinity, the Lower-Middle Carboniferous aged Trakya Formation which is consisting of mainly mudstone interbedded with sandstone and siltstone exists. These sedimentary rocks have been folded and faulted and occasionally intruded by younger diabase type of igneous rocks. The crossover tunnel construction is advanced in highly fractured, fresh to slightly weathered, strong diabase sills and very highly fractured, moderately weathered, medium strong dykes and highly weathered, weak, laminated

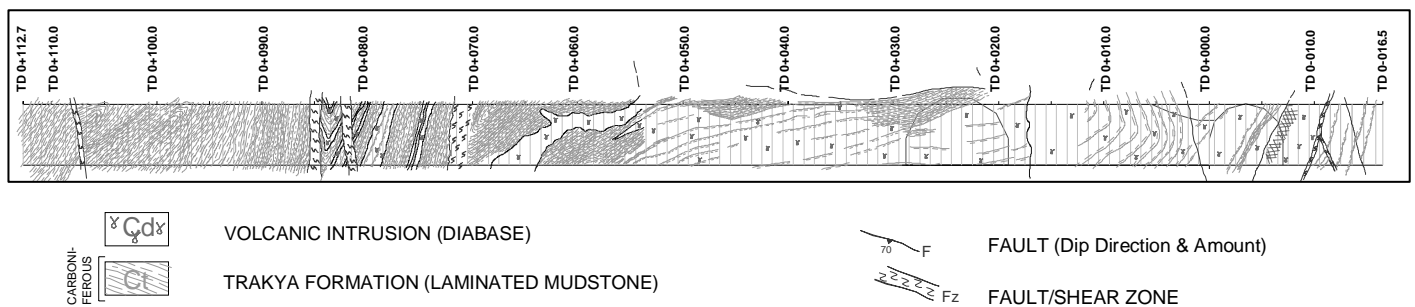


Figure 3. Geological Section of the Crossover Tunnel

mudstone. The diabase and mudstones have been folded into a series of synclines and anticlines, with the fold axes dipping gently to the north and south (Figure 3). Also existence of highly fractured and sheared zones and faults influence the tunneling especially at the crossover tunnel beginning from TD: 0+070m.

2.3 Summary of Geological evaluation

The geological conditions encountered during the excavation, comparing with predicted conditions, are weaker and poorer rock in quality where share zones are exist. Such poor rock condition had negative influence on excavation progress and caused ground deformation more then expected, However precise geotechnical measurement and careful construction supervision have been undertaken to avoid damages to existing buildings and secure the safety of excavation.

3 GOUND CLASSIFICATION AND SUPPORT PATTERN IN DESIGN STAGE

3.1 Ground class

The method of ground classification settings based on the standard Japan Highway Public Corporation. The convergence- confinement, which is on of the theoretical analysis methods was used. A technical determination was added based on geological survey results for classifying the ground. The purpose of this ground classification is to clarify the relationship between the ground class and the ground behavior during tunnel excavation and then set the support pattern according to ground class. The criteria for determining the ground classes of the Japan Highway Public Corporation are elastic wave velocity, ground conditions, boring core, competence factor and condition after excavation. Based on criteria given above and with consideration of topographical conditions, survey of geological conditions and boring surveys, it has been determined that the ground classified as DI and DII. Table 1 shows the comparative Major Rack Mass Classifications with evaluation values.

Table 1. Comparison of Major Rack Mass Classification

Japan Highway Public Corporation*	Central Research Institute of Electric Power Industry (Kikuchi, Saito)**	Japan Railway Corporation	RSR*	RMR*	Q**
A	CH ~ B	V N	100~75	Very Good 100-81	Poor- Exceptionally Good 1 or more
B		IV N	75~59	Good 80-61	
C I	CM	III N	58~44	Fair 60-41	Very Poor 1-0.1
C II		II N	43~29	Poor 40-21	
D I	CL	I L, I S	28 or less	Very Poor 20 or less	Extremely Poor 0.1-0.01
D II					
E	D	Special S, Special L			Extremely- Exceptionally Poor 0.04 or less

* Research Report (Part 3) on Full-Face Excavation Methods, February 1992, Japan Tunneling Association.
 ** Relationship between the Barton Q-Value and Japanese Rock Mass Classifications and Elastic Wave Speed, Chikaosa Tanimoto, Proceedings of the 37th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers, 1982.

3.2 Support Pattern

The support pattern of the Japan Highway Public Corporation is categorized based on the width of the excavation into a two-lane tunnel and a three-lane tunnel and for this reason, in this design; specifications are also separately used based on the width of the tunnel excavation. The support pattern for a three-lane tunnel has been used as reference (Table 2) for excavation width of about 12.5m or more and for excavation width of about 12.5m or less, the two-lane tunnel support pattern has been adopted. The support pattern for each cross section has been established as shown in Table 3 with the standard support pattern of the Japan Highway Public Corporation as reference.

Table 2. Standard Support Pattern for Two Lane Tunnels

Ground class	Support pattern	Cut per advance (m)	Rock bolts				Shotcrete Thickness (cm)	Steel rib		Lining thickness (cm)		Allowable deformation (cm)	Excavation method
			Length (m)	Peripher- eral (m)	Longitud- inal (m)	Construction range		Upper half size	Lower half size	Arch & wall	Invert		
B	B-a	2.0	3.0	1.5	2.0	Upper half 120*	5	-	-	30	0	0	Full face with micro bench or top heading cut
C I	C I-a	1.5	3.0	1.5	1.5	Upper half	10	-	-	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	Upper and lower halves	10	H125	-	30	(40)	0	
	C II-b			1.5	1.2								
D I	D I-a	1.0	3.0	1.2	1.0	Upper and lower halves	15	H125	H125	30	45	0	
	D I-b	1.0	4.0										
D II	D II-a	1.0 or less	4.0	1.2	1.0 or less	Upper and lower halves	20	H150	H150	30	50	10	

Table 3. Standard Support Pattern for Three Lane Tunnels

Ground class	Three-lane tunnel									
	Length (m)	Rock bolts			Steel rib			Shotcrete thickness (cm)	Lining thickness (cm)	
		Peripher- eral (m)	Longitud- inal (m)	Construction range	Upper half	Lower half	Longitud- inal spacing (m)		Arch & wall	Invert
B	3.0	1.5	1.5	None	None	-	10	40	-	
C I	4.0	1.2	1.2	H-150	None	1.2	15	40	50	
C II	4.0	1.2	1.2	H-150	H-150	1.2	20	40	50	
D I	6.0	1.0	1.0	H-200	H-200	1.0	20	40	50	
D II	Individually designed									

Note 1: Ground classes A and E are designed individually while taking into account the ground conditions.
 Note 2: Always installed for inverts, C II, D I, D II, and E.

different section as AS-COL as main tunnel section and AS-COL' which is the section placed at both end edge of the tunnel for arriving and departure of the TBM machine(Figure 4). The temporary shaft is 35.4m in depth and cross section area is 90m² and for each 1m advance cycle, supported with 200mm shotcrete, doubles layer wire mesh and 4m, Ø25mm SN type steel rock bolts.

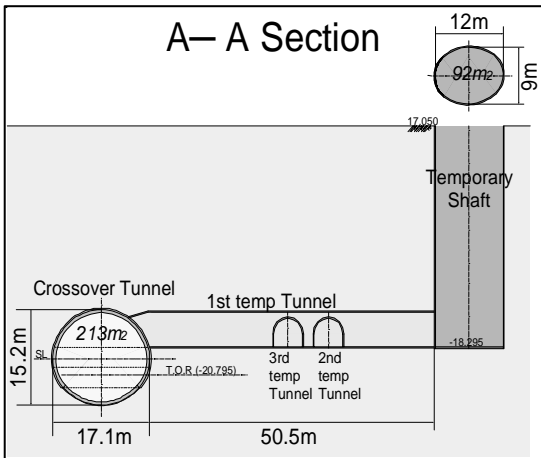


Figure 5. Sections view of the Shaft and TT1

3 numbers of temporary tunnels has been driven for different purposes to the different level of the main tunnel.

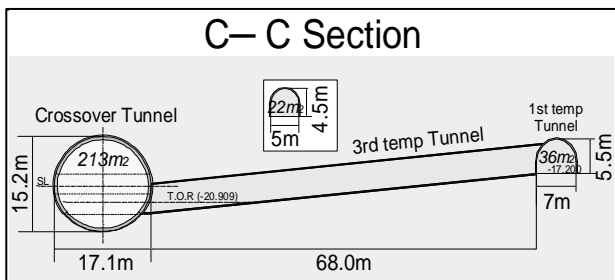
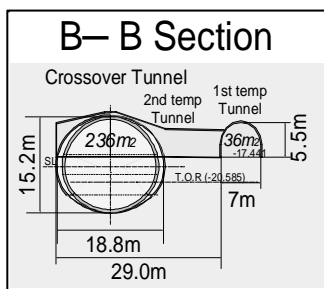


Figure 6. Sections view of the TT2 & TT3

Temporary tunnels are 50.5m, 29m and 68m in length respectively and cross sections are 36m² for TT1 and TT2 and 22m² for TT3(Figure 6).The standard support pattern was applied as Lattice Girder for each advance heading, 150mm thickness shotcrete and 3m, Ø25mm SN type steel rock bolts. Forepoling was used as auxiliary support for the crown part of the tunnels where poor rock condition and fault zones were encountered. In order to provide stability and construction safety of the crossover tunnel, total cross section divided into 3 sequences and each sequence has its own stages. Top Heading, Medium Heading and Bench Cut are the main divided sequential excavation steps. Following figures and explanations are given below to explain the procedure of sequential excavation. In first step the temporary shaft, TT1 and TT2 were completed (Figure 7).

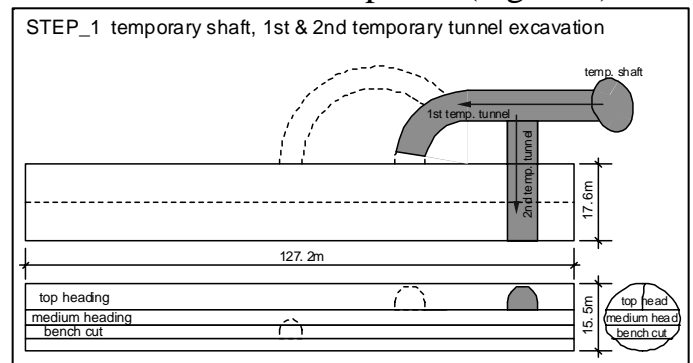


Figure 7. T.Shaft, TT1 and TT2 Excavation

4.2.1 Top half heading excavation

Advance top half heading has approximately 38 to 45 m² excavation area according to the support type. The excavation progress has been done toward to West direction from TT2 (Figure 8). Advance top half heading has been driven and supported up to 45m distance from access point.

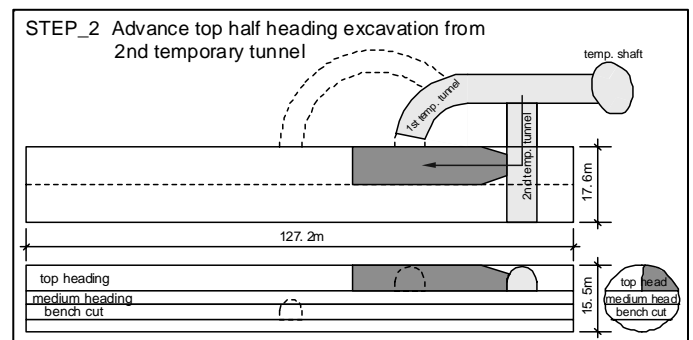


Figure 8. Excavation of Advance Top Half Heading

In this stage of the top half heading excavation, temporary assist wall has been established as a centre wall. Geotechnical monitoring results has been evaluated and decided for the further advance of the following top half heading. Following Top half heading has approximately 36 to 42 m² excavation areas according to the support type. Centre wall has been kept during construction and steel support has been combined to each other on both sides.

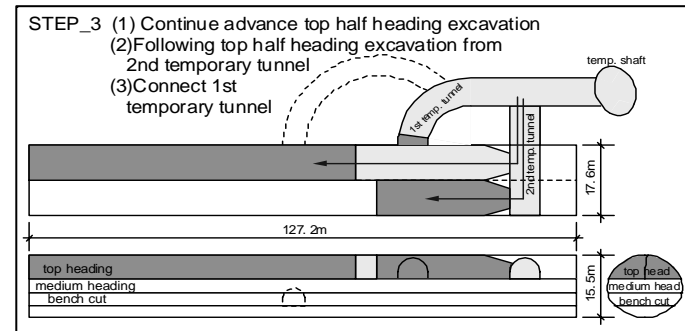


Figure 9. Excavation of Top Half Heading

When the following top half heading passes the intersection of the TT1, passage has been formed in manner that some number of temporary centre assist wall has been removed. Using this passage, excavation process proceed both two direction to West as top half heading and to the East as enlargement of the temporary access section of the AS-COL' and reaming part of the COL' at the access chamber (Figure 9-10).

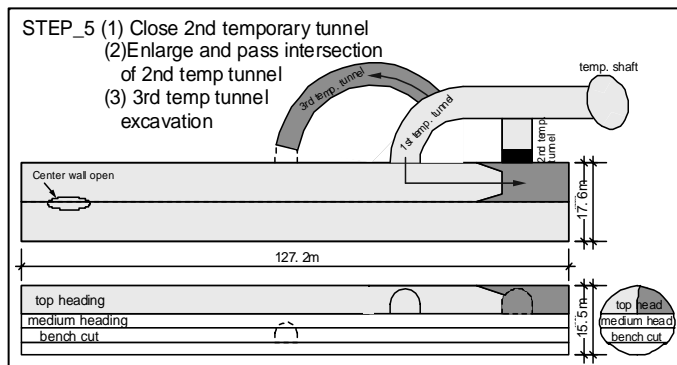
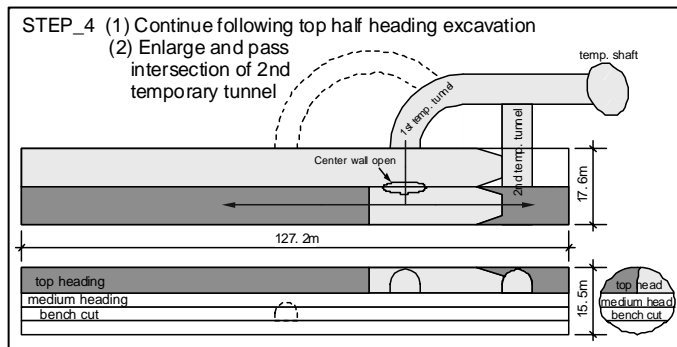


Figure 10. Excavation of Top Half Heading

4.2.2 Medium heading excavation

Medium heading has approximately 56 to 62 m² excavation area according to the support type. Side walls have been excavated and following the combination of the steel support on each side and completion of the support, the remaining part at the centre core section has been excavated and removed (Figure 11).

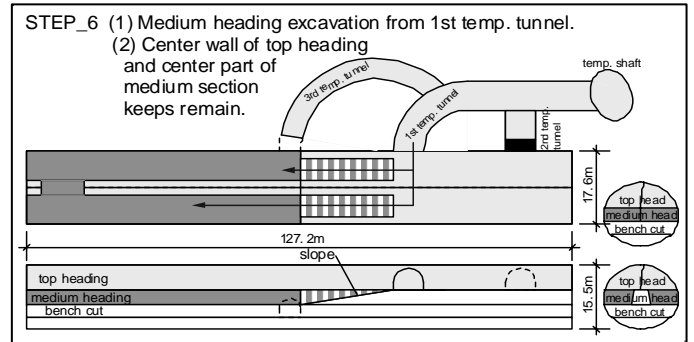


Figure 11. Excavation of Medium Heading

According to geological condition and geotechnical monitoring data, the centre core has been kept and assist wall which was previously fixed has been extended to the medium heading bottom level (Figure 12).

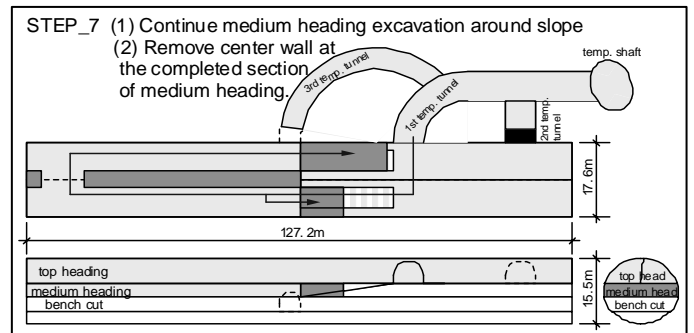


Figure 12. Excavation of centre core

4.2.3 Bench cut excavation

Bench cut has approximately 52 to 57 m² excavation area according to the support type. Side walls have been excavated and following the combination of the steel support on each side and completion of the

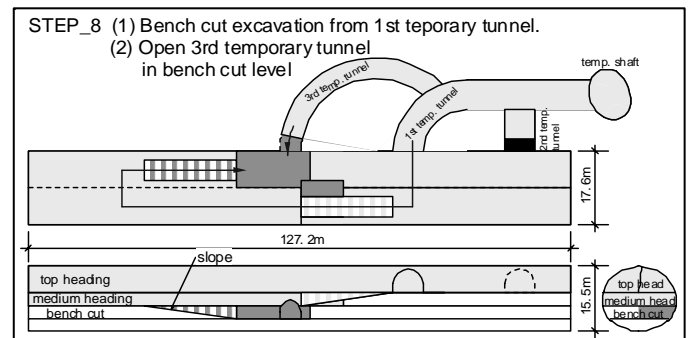
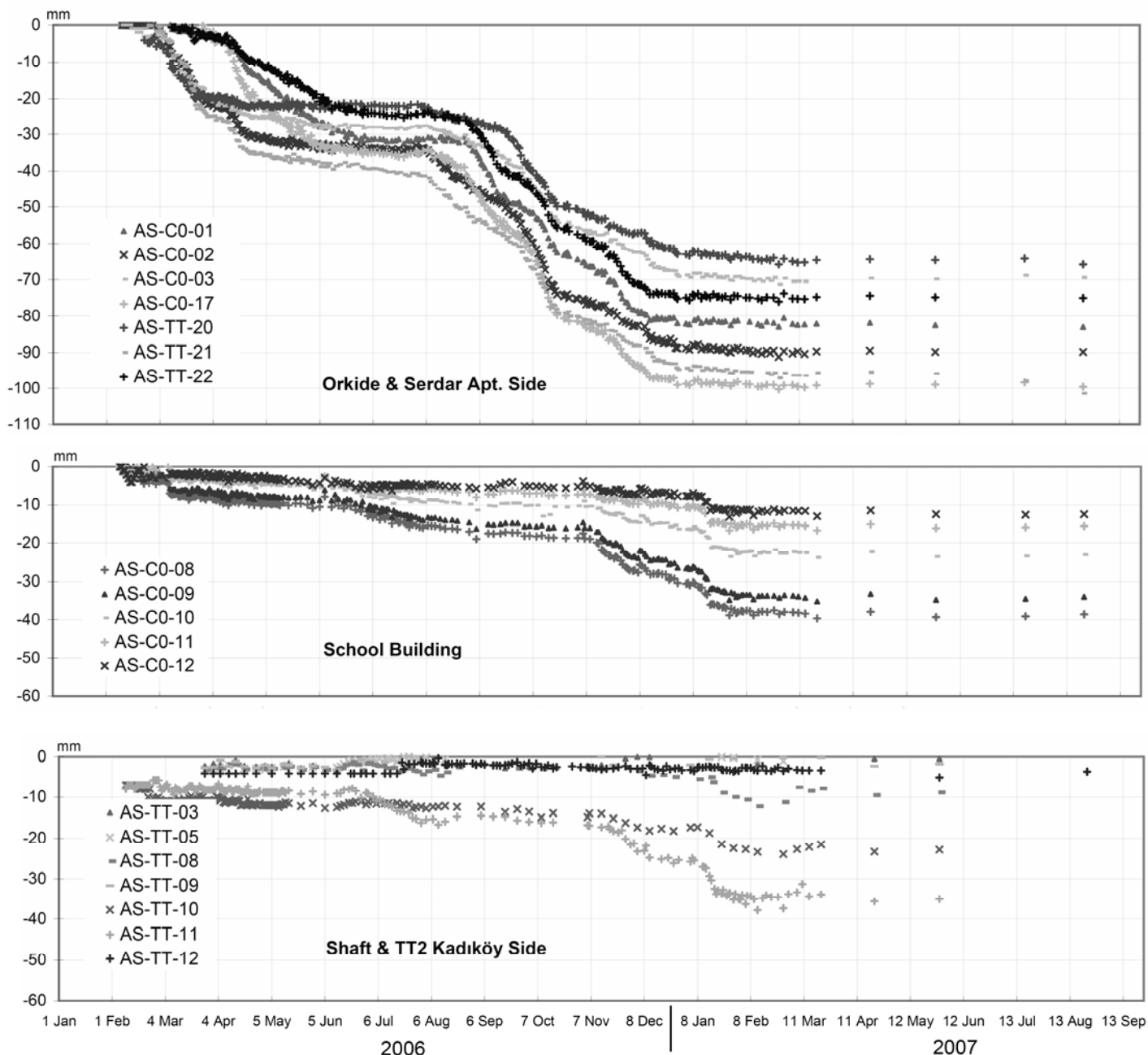


Figure 13. Excavation of Bench Cut



6 GROUND CLASSIFICATION AND SUPPORT PATTERN IN CONSTRUCTION STAGE

6.1 Ground class

The geotechnical properties of the rock units were assessed according to the tunnel face observations by using Rock Mass Rating, RMR (Bieniawski, 1989) and Japan Highway Public Corporation Classification (JHPC) systems. Summary of the classification results are given on Table 7.

6.2 Support Pattern

Standard support pattern was installed as DII where ground class was CI, CII, DI and

Table 7. Actual Ground Classification in tunnel

Location	Km	Rock Type	RMR	JHPC
Crossover Tunnel	0+000 – 0+016.5	Highly fractured Diabase (~95%) & L.Mudstone (~5%) (shear zone)	13-33	DII-DI
	0+000 – 0+003	Diabase sills (98%) in Mudstone (2%)	48-70	CI
	0+003 – 0+008.5	Folded and faulted Diabase sills (90%) in L.Mudstone	14-50	DII-CII
	0+008.5 – 0+028	Diabase sills and dyke in (90-95%) L.Mudstone	22-60	CII-CI
	0+028 – 0+065	Diabase sills (60-95%), L.Mudstone	14-53	DII-CI
	0+065 – 0+070	L.Mudstone	21-37	DI
	0+070 – 0+074	L.Mudstone (fold axis)	14-33	DII
	0+074 – 0+079	L.Mudstone (60-70%) Diabase Sills (30-40%)	19-53	DII-CI
	0+079 – 0+087	L.Mudstone with Diabase (shear zone)	14-30	DII
	0+087 – 0+099.5	L.Mudstone (folding)	21-40	DI-CII
	0+099.5 – 0+100.5	L.Mudstone (shear zone-folding)	14-33	DII
	0+100.5 – 0+104	L.Mudstone with Diabase	23-40	DI-CII
	0+104 – 0+112.7	L.Mudstone with diabase sills (folding & shear zone)	20-33	DI

DII (Figure 17). In addition to standard support pattern, additional support elements and auxiliary support pattern was used where the ground conditions are very weak in order to complete the crossover tunnel excavation and provide safety of the both tunnel and surrounding environment.

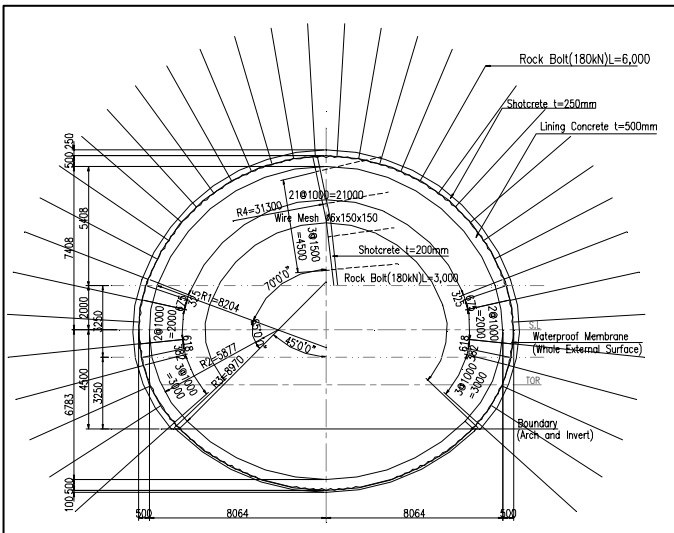


Figure 17. Designed Support Pattern for DII

Problems during construction, such as ground deformation surface settlement, over break etc., were solved with full use of auxiliary methods. Various auxiliary methods, such as long forepolings, face bolts, longer rock-bolts, grouting and chemical injections were needed to construct urban tunnel. The most suitable auxiliary method for concerned geological conditions was selected by analyzing the ground condition at tunnel face and real time monitoring results (Figure 18-19).

TD74.5m-92.5m

Forepoling	L=4m, 24no's
Face bolt	L=12m, 11no's
Temporary R.B	L=8m, 3no's
Extension the Pattern R.B length	L=6m, 10m
Resin injection pipe	L=6m, 2no's
(From Advanced side Center wall,	
Invert Shotcrete	t=200mm, Wiremesh

We considered the surface settlement and tunnel deformation of previous section, and decided to install face bolts (L=12m, 11no's) and temporary R.B for prevention the precedent deformation

We observed weak mud stone layer at the cutting face and unsteady condition.
 Before excavation of following side, we injected resin materia from the advanced side center wall
 Injection pressure of Resin 0.4MPa
 Amount of injection : 0.1m³/hole(Foaming Ratio : 5.0)-0.5m³

Figure 19. Applied Additional Support Pattern for Following Top Half Heading

During excavation of temporary shaft, temporary tunnel and first 60 meter of Crossover tunnel, the ground condition represent DI and DII class according to geological conditions. DII Class support pattern was installed and performance of support system was sufficiently effective for ground condition. Tunnel deformation and ground settlement values were as predicted. Control criteria's were followed strictly. Geological conditions encountered during crossover tunnel excavation between TD 0+070 - 0+112 (Üsküdar direction) and TD 0-000 - 0-016 (Kadıköy direction) were poor-very poor which corresponds RMR value in between 10-30, because of shear zones. Related with these conditions, maximum deformations in the tunnel between these TD's with corresponding surface settlements and building deformations on the ground surface (around Serdar-Orkide Apartments side and School building side) were recorded. Based on the monitoring data and in-situ test results, back analysis has been conducted. The result of back analysis showed that the ground represents soft ground class (E Class) which behaves like soil. For soft ground class, new control criteria have been

TD82.5m-98.7m

Forepoling	L=4m, 21no's
Face bolt	L=6m, 5no's
Resin injection pipe	L=4m, 4no's
Additional R.B	L=12m, 3no's
Invert Shotcrete	t=200mm, Wiremesh

We observed small slip down of cutting face during excavation and drilling because of the face condition and inflow water from the cutting face
 We installed face bolt and resin injection hole
 Injection pressure of Resin 0.3 - 0.4MPa
 Amount of injection : 0.2m³/hole(Foaming Ratio : 5.0)-1m³

After excavation of this section, we observed continual deformation.
 For prevention this deformation, invert shotcrete and additional R.B (L=12m, 3no's) were done.

Figure 18. Applied Additional Support Pattern for Advance Top Half Heading

established. The new predicted ground settlement value set as around 90mm.

Due to the unexpected surface settlement, some buildings (Serdar and Orkide Apartments) over the tunnel alignment have been damaged and for further impact of settlements, those buildings has been evacuated.

Due to the increase of deformations both inside the tunnel and ground surface consequently additional and auxiliary supports systems (longer pattern bolt, additional bolt, foot piles and temporary invert shotcrete with wire mesh and also lattice girder for invert as a strut) were applied in this section of the tunnel in order to avoid further deformation and provide safe construction process.

7 EVALUATION AND CONCLUSIONS

The Üsküdar Crossover Tunnel is one of the largest tunnel sections with 213 and 230 m² ever constructed in build-up urban area in Istanbul city.

The overburden of the Crossover tunnel is so shallow that ground settlement induces by tunneling works is unavoidable. Furthermore, the formation in which the tunnel excavation was carried out consists of highly weathered, highly fractured weak laminated mudstone and highly fractured, moderately weathered, medium strong diabase dykes and sills including highly fractured and sheared zones and faults. In order to achieve the construction under above mentioned circumstances, in addition to standard support pattern, various additional support elements were used in combination as auxiliary support methods. The performance of those auxiliary supports has been observed by the monitoring systems, so that each step of construction works has been successfully completed.

From the values of measured surface settlement and tunnel deformation, it is concluded that stability of ground was realized under above mentioned circumstances by the good performance of overall support system.

As described the Üsküdar Crossover Tunnel was constructed under very severe geological conditions and very complicated excavation sequences, below build up urban area with such difficult conditions and very large scale. And it was completed safely with application of various auxiliary support methods.

REFERENCES

- Japon Society of Civil Engineers, 2007. *Standard Specification for Tunneling 2006 Japan*
- Gumusoglu, C.M., 2005. *Tunnels related to Metro, Highway and Sewerage schemes in İstanbul*, 31st ITA-AITTES World Tunnel Congress 2005, Underground Space Use, Volume I, pp.27-33.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classification*, Wiley, Newyork, 251 pg.

The Response of Tunnels in Liquefiable Ground during Earthquakes with Special Emphasis on Bosphorus Immersed Tunnel

Sıvılaştırılabilen Zeminlerde Açılan Tünellerin Deprem Sırasında Davranışı ve Boğaz Batırma Tipi Tüp Geçit İçin Önemi

Ömer Aydan

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

ÖZET Sıvılaştırılabilir zeminler içinde inşa edilen tünellerin deprem sırasında duraylılığı tüneli kullanan yolcuların güvenliği açısından oldukça önemlidir. Bu durumu incelemek üzere laboratuvarında sarsma masası kullanılarak model tünellerin deprem sırasındaki davranışını ve sıvılaştırılan zeminin neden olacağı tüneldeki yükselme olgusu incelenmiştir. Bunun yanı sıra bu tür tünellerin depreme karşı yapısal tasarım konusu özetlenmiştir. Tebliğin ikinci kısmında ise şu anda Boğazda inşası süren batırma tipi tüp tüneli ele alınmış ve batırma tipi tüp tünelin jeolojik, jeoteknik, çevre, inşaat, sismik ve deniz trafiği açısından tartışılmıştır. İnşa sonrası dünyanın en derin batırma tipi tüneli olacak bu yapıda daha önce Aydan (2001) tarafından işaret edilmiş teknolojik, ekonomik ve ekolojik sorunlar tekrar gözden geçirilmiştir. Daha öncede işaret edildiği üzere, çevre sorunlarının yanı sıra, statik ve dinamik yükler altında tünelde çok ciddi duraylılık sorunlarının yaşanacaktır. Özellikle inşaat alanı yakınlarında oluşabilecek büyüklüğü 6'yı geçen depremlerde zeminin sıvılaştırma olasılığının oldukça yüksek olduğu hususu üzerinde önemle durulmuştur. Şu anda inşa edilen tünelin duraylılık açısından pek uygun olmadığına bir kez daha işaret edilmiştir.

ABSTRACT The response of tunnels in liquefiable ground during earthquakes under immersed or subsea conditions is of paramount importance for the structural stability and passengers safety travelling through such tunnels. A series of shaking table experiments were performed to study the performance and response of tunnels built in liquefiable ground. In the first part, these studies are described and available methods are briefly presented. In the second part, the problems associated with the construction of a sub-sea tunnel at Bosphorus, which has been now constructed as an immersed tunnel, are briefly outlined. It is emphasized that the liquefaction of ground in the construction site during an earthquake greater than magnitude 6 may be of great concern for the tunnel. Since the tunnel is likely to experience accelerations exceeding 400gals during its service life, the ground will liquefy and it will result in uplifting the tunnel, which may end up in a catastrophe.

1 INTRODUCTION

The structural stability of immersed or subsea tunnels are of great importance for passengers safety travelling through such tunnels during service life. These tunnels may be constructed as an immersed tunnel or shield tunnels.

There are many examples of such tunnels and most of these tunnels are built in non-seismic countries. Bart Tunnel in San Francisco Bay of USA and tunnels in Osaka Bay are the tunnels often quoted as examples of submerged tunnels experienced earthquakes

in literature. However, the ground motions recorded for these tunnels are not that large. Furthermore, Aqua line tunnel, which was initially designed as an immersed tunnel, built in Tokyo Bay through shield tunnelling method. The design was changed due to concerns on the seismic stability of the tunnel as well as environmental and sea-traffic obstruction. The author performed many shaking table experiments to study the performance and response of tunnels built in liquefiable ground. In the first part, these experimental studies are described and available methods are briefly summarized.

In the second part, the sub-sea tunnel at Bosphorus, which has been now constructed as an immersed tunnel, is considered. This tunnel is the deepest immersed tunnel in the world and it has many technologically challenging problems. Besides environmental concerns, the adverse geotechnical conditions along the alignment of this tunnel present severe stability problems under both static and dynamic loading conditions.

The author presents a brief overall view of geology, geotechnical and environmental conditions and seismicity of the construction area. Particularly, it is emphasized that the liquefaction of ground in the construction site during an earthquake greater than magnitude 6 may be a big concern for the tunnel. Since the tunnel is likely to experience accelerations exceeding 400gals during its service life, the ground will liquefy and it may cause severe structural stability problems. It is pointed out that the presently built immersed tunnel is not a good option in view of its seismic stability, geotechnical conditions, constructional difficulties, environmental problems and disruptions of both national and international sea traffics.

2 MODEL TESTS

The author undertook two series of model experiments to study the dynamic response of tunnels in liquefiable ground under fully saturated conditions. The first series model tests are concerned with the cross-sectional response and stability and the effect of back-fill material. The second series of tests are

concerned with the response of longitudinal section and deformation of segmented model tunnels with the incorporation of joints. The experimental results are presented in this section. The soil used in experiments is a commercial silica sand (No.7) and its grain size distribution is shown in Figure 1 and physical and mechanical properties are given in Table 1. The grain size distribution is close to the lower bound of the most liquefiable bound.

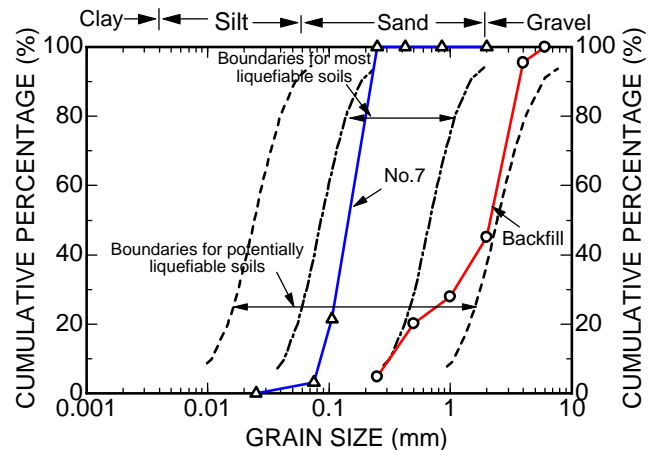


Figure 1. Grain size distribution of soil

Table 1 Physical and mechanical properties

Gs	D50 (mm)	e_{\min}	e_{\max}	k cm/s	ϕ ($^{\circ}$)	Vs (m/s)
2.65	0.03	0.64	1.11	1.8×10^{-2}	30	80

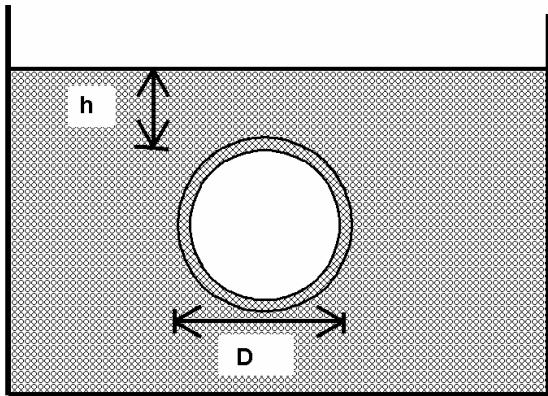
2.1 First Series Model Tests

The main purpose of the first series of model tests was to study the effect of existing of back-fill material on the uplift response of the tunnel (Aydan, 2000) in cross-section. The grain size distribution of the backfill material is also shown in Figure 1. The cross section of the model tunnels was circular.

2.1.1 Model tests with backfill of the same soil

In this series of experiments, the backfill material was the same as the original soil and the overburden height to tunnel diameter (h/D) was 0.25 and 0.67 (Fig. 2(a)). The model experiments clearly showed that the uplift of the tunnel occurs irrespective of overburden height. The only difference is that the time required for total uplift becomes longer as the overburden depth increases.

Another important observation is that the material above the tunnels tends to flow down towards the space created by uplift of the model tunnel (Fig. 4). In other words, the space created acts as a suction point to attract soil flowing down. This phenomenon was also observed for model tunnels with rectangular cross sections. The ultimate uplift displacement was $0.38D$. It should be noted this value depends upon duration of shaking and uplift potential of the tunnel structure.



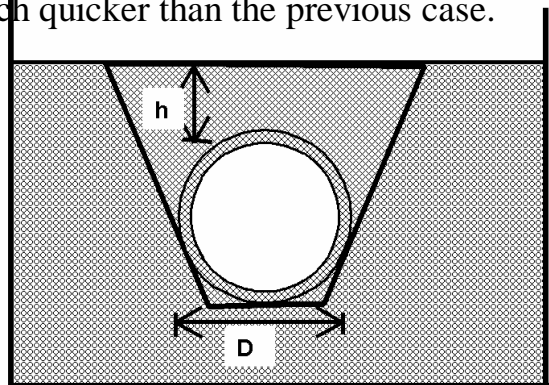
(a) Notation



(b) Post-test view of model tunnel ($h/D:0.67$)

2.1.2 Model tests with coarse backfill material

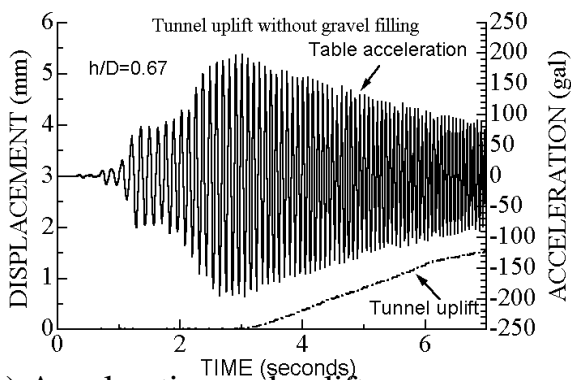
The ratio of the mean diameter of backfill material to the tunnel diameter is about $0.05D$. The overburden height to tunnel diameter (h/D) was 0.67 (Fig. 3(a)). Figure 3(b) shows the post-test view of the experiment. The measured responses during shaking are shown in Figure 3(c). Although the uplift of the tunnel was less than the previous case, the uplift of the model tunnel occurred and this displacement is about 2.5% of the tunnel diameter. Furthermore, large denser blocks tend to flow down and settle much quicker than the previous case.



(a) Notation

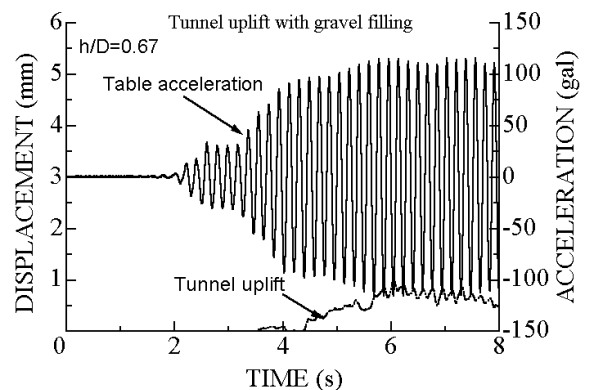


(b) Post-test view of model tunnel ($h/D:0.67$)



(c) Acceleration and uplift response

Figure 2. Views of the model tests and measured responses



(c) Acceleration and uplift response
Figure 3. Views of the model tests and measured responses (coarse backfill)

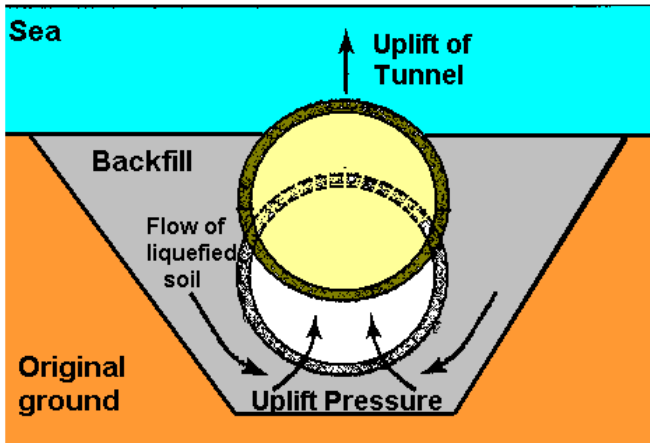


Figure 4. Motions of the tunnel and surrounding ground during experiments

2.2 Second Series Model Tests

The second series of experiments were carried out with the purpose of investigating the effect of joints between the segments of the tunnel on its deformation in a longitudinal direction. The soil used in the experiments was the same as that used in previous series of experiments. The overburden ratio (h/D) was varied between 1.0 and 2.0 during the experiments. Figure 5 shows the model before and after the placement and backfilling.

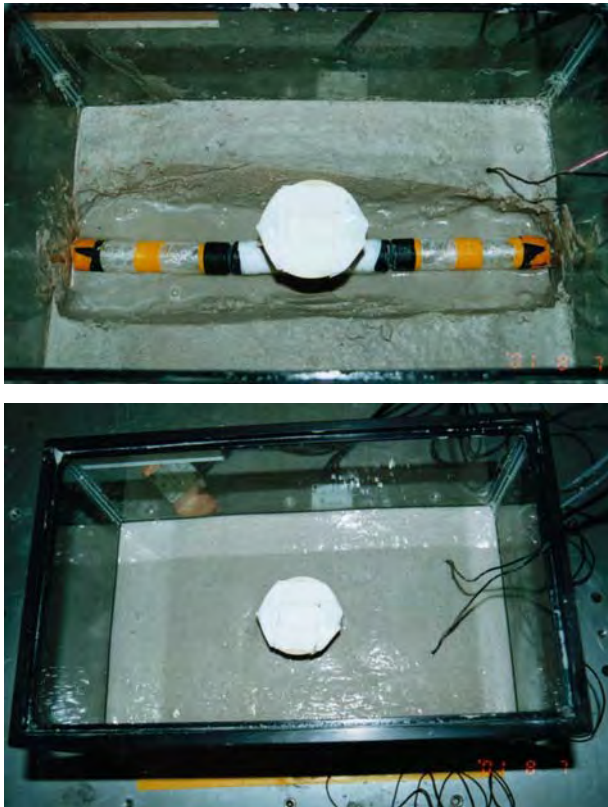


Figure 5. Views of the model before shaking

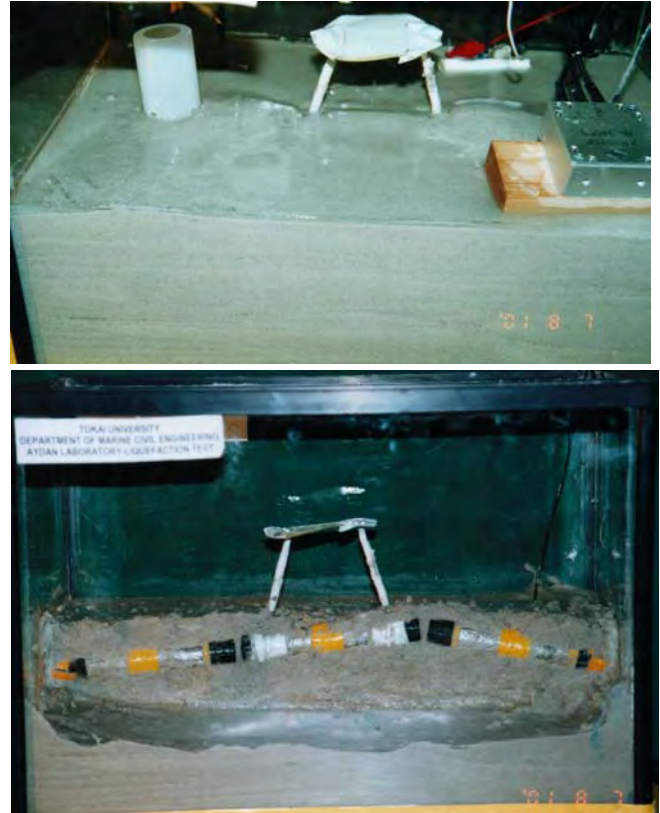


Figure 6. Views of model after shaking and excavation

As seen in Figure 6, the longitudinal deformation of the model tunnel looks like an arch due to uplift force imposed by liquefied ground and restraints at the end of the model tunnel. The uplift deformation at the middle of the longitudinal section is greater than $1D$. This is a tremendous amount of displacement. Such deformations can not be accommodated in any actual structure. Figure 7 shows the imposed acceleration, uplift displacement and pore pressure variation during an experiment of model tunnel with $1D$ overburden. It is interesting to note that the uplift motion starts before the liquefaction state of ground was achieved.

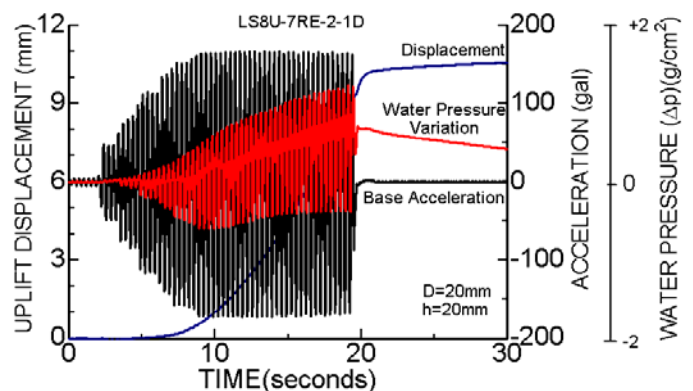


Figure 7. Measured dynamic responses

3 SEISMIC DESIGN METHODS FOR IMMERSED TUNNELS

3.1 Uplift Design Models

The overall unit weight of immersed tunnels is generally less than 10 kN/m^3 . When ground is fully saturated, the ground will impose uplift pressure on tunnels even under static condition. This uplift (buoyancy) potential (Φ) under fully submerged conditions may be expressed in the following form according to Archimedes principle (Eq. 1)

$$\Phi = \gamma_f - \gamma_t \quad (1)$$

where, γ_f and γ_t are the unit weight of fluid and tunnel. If the saturated ground is a particulate media, the dynamic shaking may result in the state of liquefaction of the particulate media. As a result, the unit weight γ_f of fluid will be replaced in Eq. (1) by the equivalent unit weight of the liquefied particulate medium and the uplift potential will increase in amplitude. Figure 8 shows a simple design model for estimating the uplift resistance of an immersed tunnel. The safety factor is defined as in Equation 2:

$$SF = \frac{W_s + W_t + T}{U} \quad (2)$$

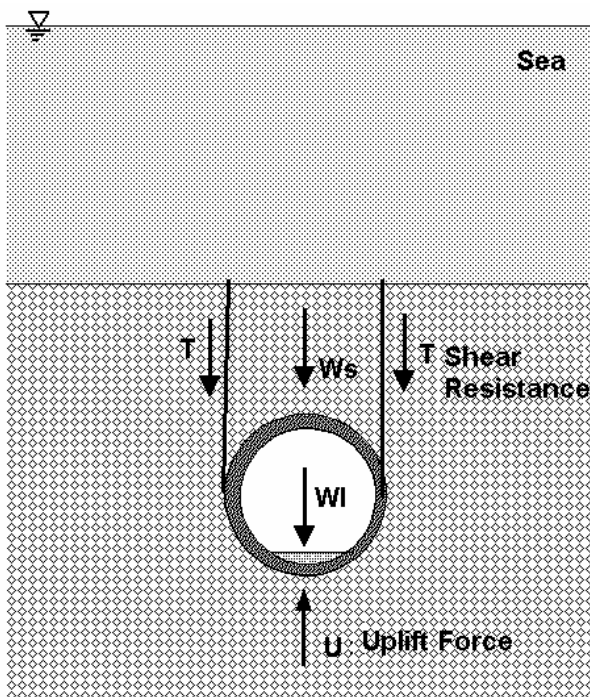


Figure 8. Illustration of simple design concept against uplift (buoyancy) forces

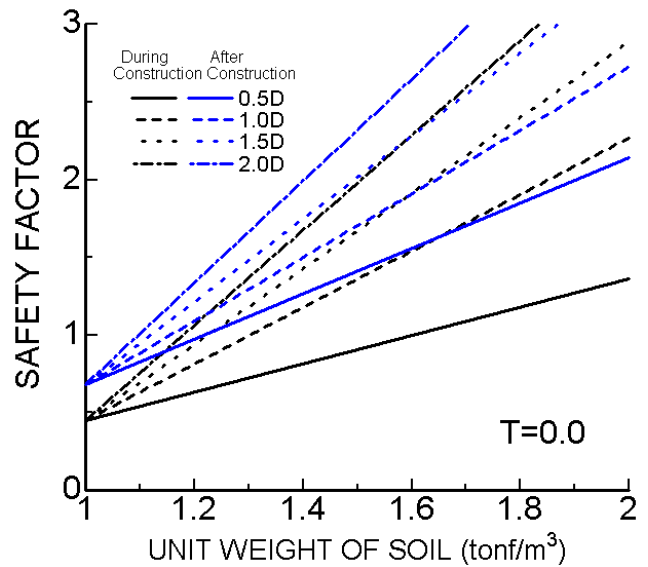


Figure 9. An example of computation for design of immersed tunnels against uplift

Figure 9 shows an example of computation of safety factor for no side resistance ($T=0.0$) as a function of unit weight of backfill soil. It should be noted that the dynamic effects and downward flow of the soil is not taken into account in this type of computations.

3.2 Seismic Design Methods

Seismic design of immersed tunnels follows either static or dynamic approaches or both. These methods are briefly described herein.

3.2.1 Static design method

The static design method is the earliest design method and it is adopted in the design of Bart Tunnel in San Francisco Bay, USA. The basic concept is the adoption of seismic design deformation configuration of the tunnel supported on ground through springs. The stability of the tunnel against axial and traverse loading, and bending are checked under forced displacements (Fig. 10(a),(b)). The design depends entirely on the assumed deformation configurations. It should be noted that BART Tunnel is now undergoing seismic retrofitting.

3.2.2 Dynamic Design Method

This method utilizes either simplified mass-spring model or finite element method (Fig. 10(c)). This design method requires design input ground motions, which greatly affects the overall seismic design.

4 THE BOSPHORUS SUBSEA PASSAGE AND SOME PROBLEMS

4.1 Geology and Seismo-Tectonics

The geology of the sub-sea tunnel was described by Meriç et al. (1988). As seen in Figure 11, Bosphorus Strait was formed as a result of faulting about 7000 years ago and the geometry resembles to a graben. Bosphorus Strait is simply as a result of extensional deformation of the uppermost crust. This may be associated with the secondary faulting caused by the northern boundary fault of North Anatolian Fault Zone, which is 15km south of the proposed alignment. The deepest borehole denoted TB114 (87.5m, seabed at -47.5m) did not reach the Paleozoic basal rock units. The sandy alluvial deposit is estimated to be more than 40m thick. Furthermore, the western side of the strait shown in Figure 11 is deeper than its eastern side. This may imply that the stretching is eastward and the fault on the western side is the main listric fault and the faults along the eastern side are secondary to the main listric fault on the west-side. If this is the case, the measurement of the crustal deformation between both sides must be initiated as soon as possible to check if the Bosphorus Strait is still opening or not. The geology of the Anatolia side consists of Trakya formation covered with a very thin natural deposits and artificial fills.

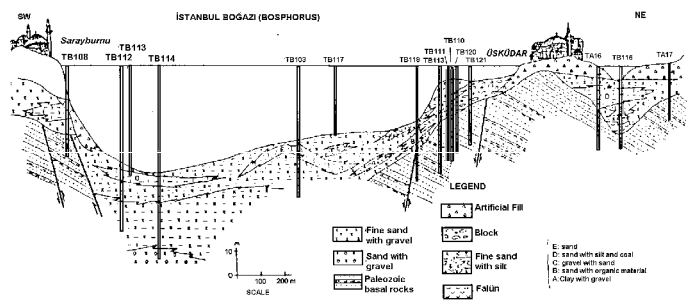
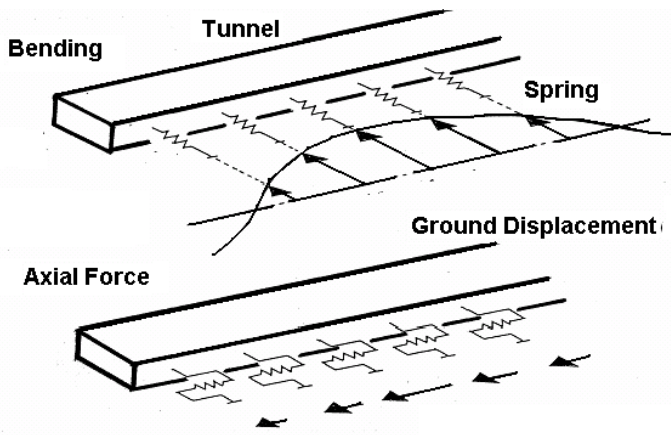
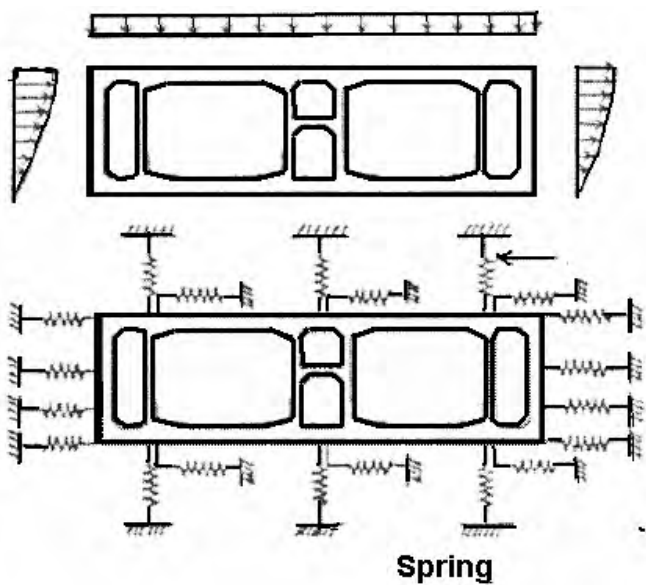


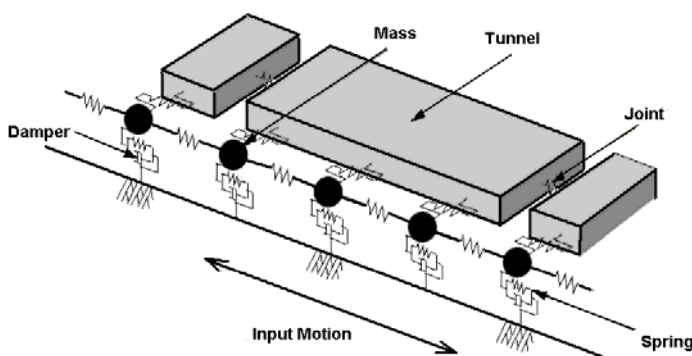
Figure 11. An aerial view and the geological cross section of immersed Bosphorus Tunnel



(a) Static design against axial force and bending



(b) Static design of cross section against traverse forced displacement



(c) Dynamic design based on mass-spring model

Figure 10. Illustration of seismic design models for immersed tunnels (from Kiyomiya, 1995)

The local seismo-tectonics is associated with the tectonic activity of the North Anatolian Fault (Meriç et al. 1988, Oktay et al. 2002, Demirbağ et al. 1999). It was suggested that Bosphorus Strait was caused by the secondary faulting movements associated with the dextral strike-slip movement of the North Anatolian Fault. The block rotation model is proposed by Oktay et al. (2002) to explain the opening mechanism of Bosphorus Strait as shown in Figure 12. In the model they suggested that there are two conjugate faults having strikes as NW-SE and NE-SW. NW-SE faults have dextral sense of motion while NE-SW faults have sinistral strike-slip sense of motion. The opening of the Bosphorus was caused by the interactions of these faults. Figure 13 shows a tectonic map of the Bosphorus and the close vicinity of the subsea tunnel. The tunnel alignment is almost coincident with the strike of Kandilli-Çengelköy fault, which passes through the Eminönü and extends towards Marmara Sea. The tunnel alignment crosses perpendicularly two conjugate faults bounding the both sides of the strait and this fault may be named as Haliç-Kadıköy fault. At the northern side of Bosphorus, Karadeniz (Black Sea) fault runs parallel to the Black Sea shore.

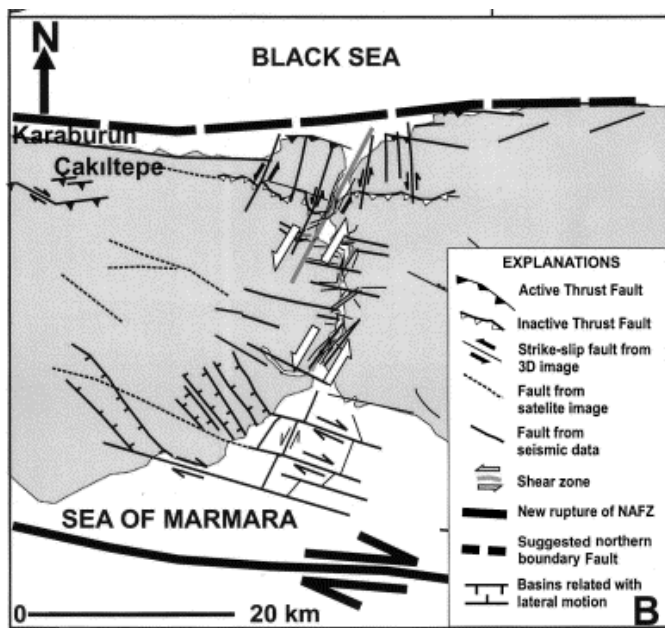


Figure 12. Tectonic model for the occurrence of Bosphorus Strait (from Oktay et al. 2002)

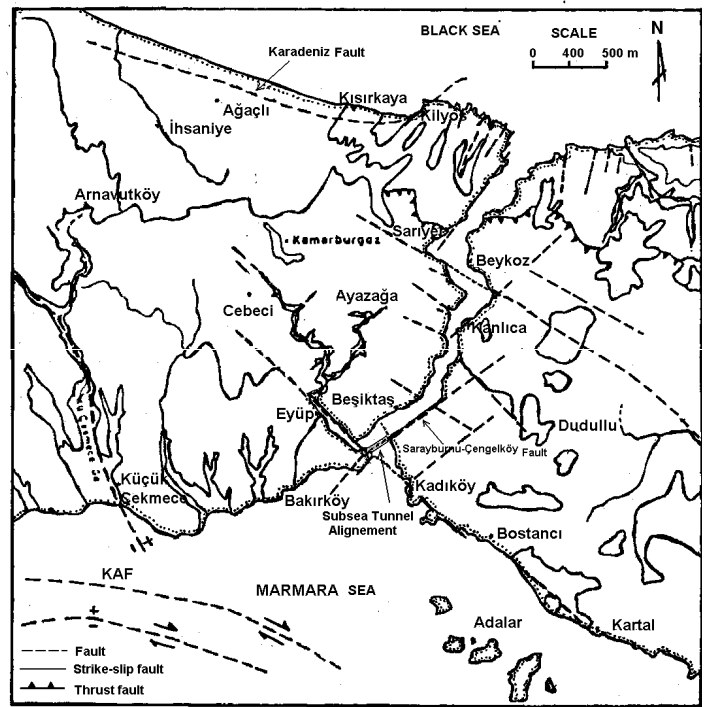


Figure 13. Tectonic map of the Bosphorus and the close vicinity of the subsea tunnel (modified from Öztürk, 1999)

4.2 Seismic Risk and Expected Ground Motions

Tezcan (1996) studied the maximum ground accelerations in Marmara region, which may be induced by the rupturing of the northern strand of the NAF (North Anatolian Fault) in Marmara Sea. According to his computations, the maximum ground acceleration in Istanbul would be less than 400 gal. A similar estimation was also done by Pichon's group for their fault model and their estimations yielded the maximum ground accelerations less than 400 gals.

As stated in the previous sub-section, when the fault ruptures in Marmara Sea, the surface trace length of the buried Master fault (BMF) can be 160km. The rupture length would be 60km for the NBF (Northern Boundary Fault) and 113 km for the CMF (Central Marmara Fault) segments, respectively. For these fault trace lengths, it is expected that earthquakes with a moment magnitude ranging between 6.96 and 7.66 may occur. Although no striation measurement is available for these faults buried under Marmara Sea, its faulting mechanism is likely to be similar to those shown in Figure 14.

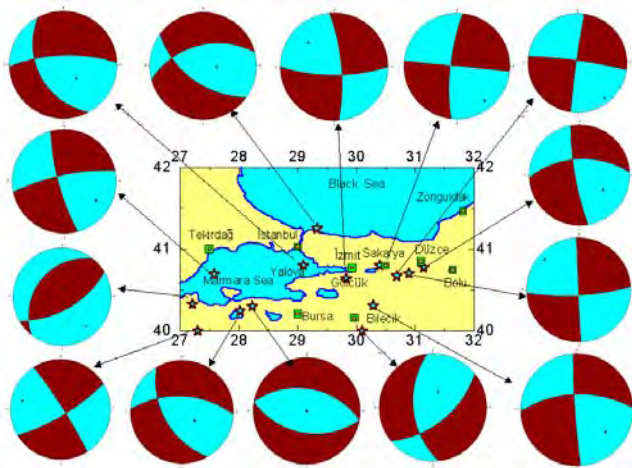


Figure 14. Focal mechanism solutions of earthquakes in/around Marmara Sea

The strong motion estimations according to Aydan's method (Aydan, 2007) done for the project site for soft ground ($V_s=150\text{m/s}$) according to the faults are given in Table 2. For bedrock ($V_s=600\text{m/s}$), the estimated maximum ground accelerations should be multiplied by a constant of 0.6. The results indicate the maximum ground acceleration for subsea passage will exceed 400 gals which may cause a severe soil liquefaction problem and it must be a very critical issue for the safety of the subsea passage tunnel.

Table 2. Estimated ground motions

Fault	L (km)	M_w	A_{max} (gal)	V_{max} (kine)
NBF	160	7.66	860(R=29km)	95
CMF	60	6.96	435(R=32km)	52
BMF	113	7.41	500(R=42km)	57

The strong motion record of Sakarya station of Turkish National Strong Motion Network during the 1999 Kocaeli earthquake can be taken also as a representative strong motion record at bed-rock (Aydan et al. 2000). The maximum ground acceleration was about 400 gals for this station. This record should be the input motions for dynamic seismic design of Bosphorus Subsea Tunnel. Unfortunately, the design ground input motion adopted for the dynamic response of Bosphorus Subsea Tunnel is different. The likely reason not to use it may be such that the seismic loads induced by the Sakarya record may cause loads greater than the tunnel can resist.

4.3 Liquefaction Problem

The soil in which the subsea tunnel would be located is generally soft sandy soil. Figure 15 shows the boring locations and Figure 16 shows the ground lithology and SPT value variations with depth (Aydan, 2001b). Since the project site is likely to experience ground accelerations exceeding 400gals during its service life as indicated in the previous sections, the ground will definitely liquefy. For the present design depth adopted, it is certain that the uplift of the subsea tunnel will certainly occur whether it is of immersed type or shield tunnel type for selected depth as seen in Figure 15. As a result, ground improvements by grouting would have been required as pointed by Aydan (2001b). There is no doubt that this is now multiplying the present estimated cost of the subsea tunneling.

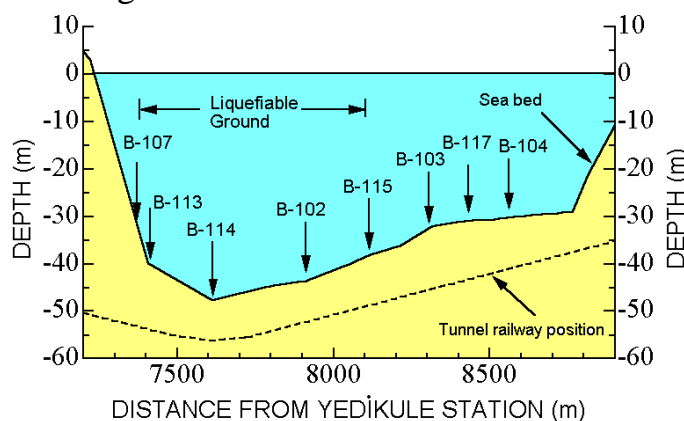


Figure 15. Profile of seabed in Bosphorus at the project site and boring locations (from Aydan, 2001b)

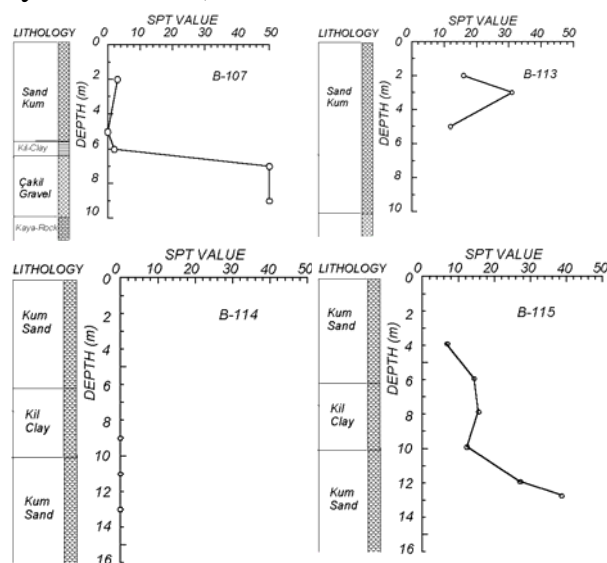


Figure 16. Ground lithology and SPT value variations with depth at some borings (from Aydan, 2001b)

4.4 Environmental Problems

Since the subsea tunnel was decided to be built using the immersed tunneling technique, the excavation of a 10 m deep and 1800 m long trench was necessary. Since the excavated material would have been either brought onto the land or dumped into the sea, it was eventually dumped into Çınarcık basin. Although there are some advancement in excavation technologies under marine environment, it is impossible to excavate the trench without polluting the sea. This would eventually cause the destruction of the living and ecological environment in Marmara Sea and adjacent seas, which we will see in years to come. Another problem associated with immersed tunneling would have been the national and international marine traffic. The immersed tunnel, which is the deepest in the world, would require, at least, a construction period of 4 years. Such a long construction period causes the physiological and economical suffrage of humans, as well as the disruption of the national and international marine traffic (Fig. 17). Furthermore, Bosphorus Strait often suffers from fogs. Such a foggy weather may be resulting in marine accidents, which may involve local and international ships, as well as the construction platforms on the sea.



Figure 17. Views of dredging work and passing international and domestic ships nearby the construction site

5 CONCLUSIONS

In the first part, the author explained two series of model experiments to study the dynamic response of tunnels in liquefiable ground under fully saturated conditions. The conclusions from these experimental studies are as follows:

- ✓ The model experiments clearly showed that the uplift of the tunnel occurs irrespective of overburden height. The only difference is that the time required for total uplift becomes longer as the overburden depth increases.
- ✓ Another important observation is that the material above the tunnels tends to flow down towards the space created by uplift of the model tunnel. In other words, the created space acts as a suction point to attract soil flowing down. This phenomenon was also observed for model tunnels with rectangular cross sections.
- ✓ The second series of experiments were carried out with the purpose of investigating the effect of joints between the segments of the tunnel on its deformation in a longitudinal direction. The longitudinal deformation of the model looks like an arch due to uplift force imposed by liquefied ground and restraints at the end of the model tunnel.

In the second part of this article, the construction of the Bosphorus subsea passage tunnel is considered and discussed in view of the experimental studies (Aydan 2000, 2001a, 2001b) and previous papers by the author. The conclusions from the second part as follows:

- ✓ The subsea passage tunnel must have been designed against a nearby strong earthquake, of which magnitude may be greater than 6.4. Such an earthquake will produce ground acceleration greater than 400 gals. Particularly, the subsea tunnel will be subjected to very large ground shaking and the severe liquefaction of the ground is imminent. Therefore, the EW acceleration record taken at Sakarya station in the 1999 Kocaeli earthquake

must have been taken as the acceleration wave form for the seismic design of the subsea tunnel.

- ✓ The subsea passage tunnel construction using the immersed tunneling method, have been causing severe obstruction to national and international marine traffic, as well as severe ecological problems. Furthermore, whatever the best means used for the excavation of seabed dredging for installing the submerged tunnel segments, it is impossible to prevent the ecological pollution, whose effects may last for centuries.
- ✓ The construction of the subsea tunnel at Boğaz (Bosphorus) has been carried out as an immersed tunnel and it is the deepest one in the world and it has many technologically challenging problems. Besides environmental concerns, the adverse geotechnical conditions along its alignment might present severe stability problems under both static and dynamic loading conditions with the wonder, who is going to responsibility for it.

REFERENCES

- Aksu, A.E., Calon, T.J., Hiscott, R.N., 2000. Anatomy of the North Anatolian Fault Zone in the Marmara Sea, Western Turkey. Extensional basins above a continental transform. *GSA Today*, 3-7.
- Aydan, Ö., 1997. Seismic characteristics of Turkish earthquakes. *Turkish Earthquake Foundation*, TDV/TR 97-007, 41 pages.
- Aydan, Ö., 2000. Sıvılaşmaya bağlı olarak yapıların yükselmesi olgusu üzerine bir çalışma. Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, August 2000, 11 pages. (A report submitted to the Ministry of Housing and Settlement).
- Aydan, Ö., 2001a. Sıvılaşmaya bağlı olarak yapıların yükselmesi olgusu üzerine ek bir çalışma. Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, August 2001, 10 pages. (A report submitted to the Ministry of Housing and Settlement).
- Aydan, Ö., 2001b. Comparison of suitability of submerged tunnel and shield tunnel for subsea passage of Bosphorus. *Geological Engineering Journal*, 25 (1), 1-17.
- Aydan, Ö., 2007. Inference of seismic characteristics of possible earthquakes and liquefaction and landslide risks from active faults. The 6th

National Conference on Earthquake Engineering of Turkey, Istanbul.

- Aydan, Ö., Ulusay, R., Hasgür, Z., Taşkın, B., 1999. A site investigation of Kocaeli Earthquake of August 17, 1999. *Turkish Earthquake Foundation*, 180 pp.
- Demirbağ, E., Gökaşan, E., Oktay, F. Y., Şimşek, M., Yüce, H., 1999. The last sea level changes in the Black Sea: evidence from the seismic data. *Marine Geology*, 157, 249-265.
- Kiyomiya, O., 1995. Earthquake resistant design features of the immersed tunnels in Japan. *International Tunneling Association, Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 10, No. 4, Oct., 463-475.
- Meriç, E., Sakınç, M., Eroskay, O., 1988. Evolution model of Bosphorus and Goldenhorn deposits. *Mühendislik Jeolojisi*, Sayı 10, 10-14.
- Oktay, F.I., Gökaşan, E., Sakınç, M., Yaltrak, C., İmren, C., Demirbağ, E., 2002. The effects of the North Anatolian Fault Zone on the latest connection between Black Sea and Sea of Marmara. *Marine geology*, 190, 367-382.
- Öztürk, H., 1999. Beykoz (İstanbul-Türkiye) civarının jeolojisi ve İstanbul Boğazının gelişimine bir yaklaşım. *İstanbul Üniversitesi Yerbilimleri Dergisi*, Sayı 10.
- Tezcan, S.S., 1996. Probability analysis of earthquake magnitudes. TDV/TR 96-001.
- Pichon, X.L., Taymaz, T., Şengör, A.M.C., 1999. The Marmara fault and the future İstanbul earthquake. *Int. Conf. On the Kocaeli Earthquake*, 17 Aug. 1999. ITU Press House, 41-54.

Bolu Tüneli Detaylı Sismik Analizleri

Detailed Seismic Analyses for Bolu Tunnel

Tülin Solak, Ebru Akış

General Directorate of Highways, Technical Research Department, Ankara

Marco Russo

Lombardi SA, Switzerland

ÖZET Gümüşova-Gerede Otoyolunda yer alan Bolu Tüneli 1999 Düzce depreminin merkezine 20 km mesafededir. Deprem sırasında yapım çalışmaları devam eden tünelin Elmalık portal bölgesinde ön kaplama ile desteklenen kesimde yüksek şiddetli yer sarsıntısı nedeniyle göçük meydana gelmiştir. Göçük bölgesinin jeolojik yapısı yüksek plastisiteli flişler ve düşük açılı fay zonundan oluşmaktadır. Bu bölge statik yükler altında yüksek deformasyon ölçülen ve tarama gerektiren kesimleri içermektedir. Bolu Tüneli sismik dizaynı Düzce depremi verilerine göre gözden geçirilmiş ve revize edilmiştir. Proje gereklilikleri depremin iki etkisine, yer sarsıntısı ve aktif fay geçişine göre belirlenmiştir. Bu bildiri yer sarsıntısı dikkate alınarak gerçekleştirilen Bolu Tüneli sismik projelendirme aşamalarını içermektedir. İlk aşamada basitleştirilmiş yöntemlerle sismik değerlendirme yapılmış ve detaylı sismik analiz için kritik kesitler seçilmiştir. Seçenek 3 ve 4 destekleme sınıfları için sonlu elemanlarla dinamik analiz gerçekleştirilmiş ve tünel kaplaması yükleme durumu belirlenmiştir.

ABSTRACT Bolu Tunnel situated at the most important section of Gümüşova-Gerede Motorway is located 20 km east from epicenter of Düzce earthquake at 1999. Tunnel tubes driven from Elmalık portal and supported with primary lining collapsed due to the high intensity of ground shaking. Geology of the collapsed part consists of flyshoids with high plasticity and fault zone with low dip angle. Low mechanical properties of the fault zone material flyshoid resulted in excessive deformation due to static loads and reprofiling required. Seismic Design of Bolu Tunnel was reviewed and revised with consideration of new data after Düzce earthquake. Design requirements were determined according to two influences of earthquake, ground shaking and active fault crossing. This paper consists of the seismic design stages according to ground shaking. At the first stage seismic screening was performed according to the simplified methods and critical sections were chosen for detailed seismic analyses. Finite Element dynamic analyses were performed for the sections with support classes of Option 3 and 4 and state of load induced in the tunnel lining was determined.

1 INTRODUCTION

Gümüşova-Gerede section of Istanbul-Ankara Motorway is located at the influence zone of North Anatolian Fault. This section of motorway encountered damages during 1999 Düzce earthquake. Bolu Tunnel, which has a distance of 20 km to earthquake epicenter, collapsed at the parts in flyshoid with high plasticity and fault gouge. The collapsed part of the tunnel was supported with primary

lining and required reprofiling due to excessive deformations under static loading.

Investigations showed that the collapsed part of the tunnel extend from Elmalık portal to the area consisting pilot tunnel. Re-excavation of the tunnel in collapsed area would require ground improvement before excavation, slow advance and high density of tunnel support. Tunnel advance had been carried out along the by pass alignment. Seismic design of the by pass section was

performed according to the updated seismic data and characteristics of the ground. For the excavated parts seismic design was reviewed and revised in required sections.

The aspects of the design philosophy were determined as follows;

- Seismic screening was performed with simplified methods to determine the critical sections requiring detailed analyses.
- Site-specific seismic report was updated according to the new seismic data of Düzce earthquake.
- Thickness of the inner lining and Bernold lining was kept constant. Reinforcement in the lining was determined to carry seismic loads.
- Seismic screening and detailed analysis were performed with methods given in FHWA manual

2 SEISMIC SCREENING

The screening procedure is based on closed form solution involved approximations:

- Circular lining
- Estimation of shear strain with empirical relationship
- Uniform elastic soil profile

One of the parameters required for screening procedure is soil shear modulus. Soil shear module referring to the static values considers large shear strain and underestimates seismic shear modulus corresponding to the low deformation induced by the earthquake. Seismic shear module was estimated with an iterative procedure considering the diagram in Figure 1.

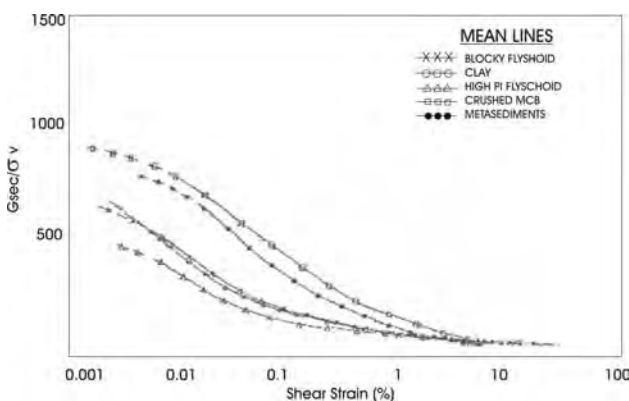


Figure 1. Diagram for determination of the shear modulus (Yüksel-Rendel Report, 2000)

The design peak ground acceleration (PGA) of 0.81 was scaled to account for the tunnel depth. Peak ground velocity (PGV) corresponding to the PGA was determined. An induced shear strain for the design earthquake was estimated and corresponding shear modulus was determined from the diagram in Figure 1. The corresponding estimated shear strain was checked with the one determined from the formula 1. Iteration was performed until estimated shear strain was verified with the calculated one and corresponding shear modulus was determined.

$$\gamma_s = PGV / \sqrt{Gs / \rho} \quad (1)$$

where PGV= peak ground velocity

Gs= shear modulus

ρ =density of the medium

The maximum seismic loads were determined with the formulations given in Table 1.

In the first phase three linings, shotcrete, Bernold and inner lining were considered as resistant. In the second phase if yielding is induced in shotcrete and Bernold lining, they don't contribute to the bending stiffness of the crosssection.

Bending moments were reevaluated to get the final loads expected to act on inner lining that will remain elastic under the seismic loads. The ultimate resistance (without safety factor) was considered for shotcrete and Bernold lining, while at inner lining the resistance was given by considering factor of safety 1.5 for concrete and 1.15 for reinforcement.

The static axial loads to the linings were considered from static design calculations. Finally seismic loads were superposed to static axial loads to check the adequacy of the linings. Moment-Axial load envelopes (M-N envelope) were drawn for each lining. Those envelopes show that bernold lining yield and load on the inner lining should be evaluated for Option 4 (Figure 2).

Table 1. Formulations for the determination of maximum seismic loads
(Penzien and Wu 1998)

Maximum cross section loads		
Max seismic axial load	$N=2*G_m*D*K*\gamma_{smax}$	$K=(1-v_m)/(F+3-4*v_m)$ $F= G_m*(1-v_1^2)*D^3/ (24*E_1*I_1)$
Max seismic shear load	$S=2* G_m*D*K*\gamma_{smax}$	
Max seismic bending moment	$M=1/2*$ $G_m*D^2*K*\gamma_{smax}$	
v_m :soil poissons ratio	D:cross section diameter	
v_1 : lining poissons ratio	E ₁ : elastic modulus of lining	
G _m : soil shear modulus	I ₁ : inertia of lining cross section	

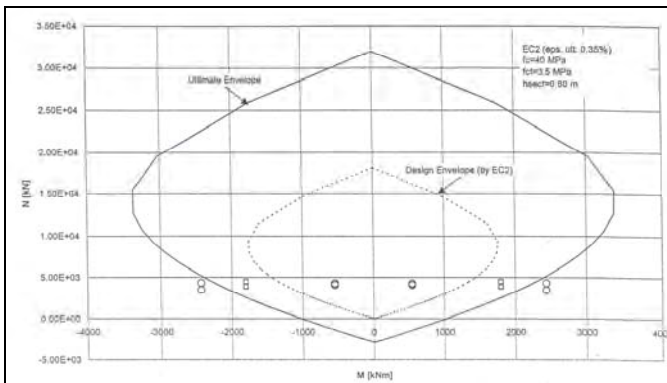


Figure 2. M-N envelope for bernold lining in Option 4 (Lombardi 2002)

While bernold lining yielded in the calculations for the first phase, the inertia of the cross section was reduced to the one given by shotcrete and final lining. The bending moments was carried by shotcrete and inner lining, while the axial loads were still carried by the three linings.

The final lining had to be designed elastically withstand the maximum load expected during the earthquake. The reinforcement in inner lining was determined according to the total loads. To design tunnel lining detailed dynamic analysis were performed with numerical analyses.

3 DETAILED DYNAMIC ANALYSES

3.1 Input ground motion

Input ground motion is one the most important parameter in detailed dynamic analysis. To match seismic activity of the tunnel site a large number of accelerograms

were evaluated. They were corrected to account directivity effects and depth of bedrock. Three records were selected for the analyses:

- Bolu station record of the Düzce earthquake
- A synthetic earthquake
- A Loma Prieta earthquake

Loma Prieta earthquake record is shown in Figure 3.

Loma Prieta Corrected record - Acceleration History

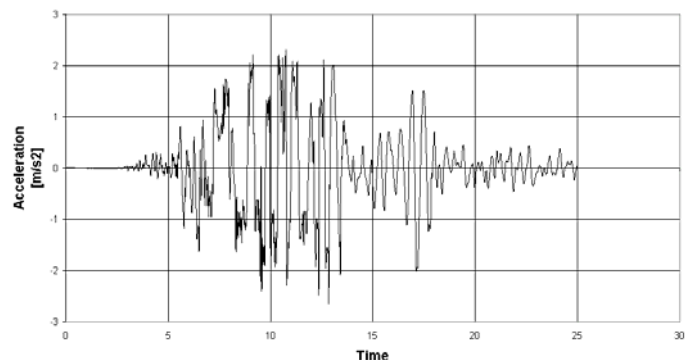


Figure 3. Loma Prieta corrected acceleration record (Lombardi 2001)

3.2 Soil profile

The variation of the soil profile from ground surface to the bedrock was considered in the numerical simulations. The soil profile for chainage 63+550 is shown in Figure 4. For sandstone layers Coulomb model, for soil layers such as clay and flyshoid with high plasticity strain softening model were used. The bedrock modeled elastically. The parameters for each layer are indicated at soil profile in Figure 4.

3.3 Numerical Model

The boundaries of the numerical model for the analyses were considered in two phases. Firstly to initialize the system initially horizontal displacements were fixed at side boundaries and vertical displacements were fixed at bottom boundary. At the second phase for dynamic analyses the boundaries were modeled as free field, which means that the grid elements at the boundary were attached by a spring dashpot system to a fixed surface. The external boundaries absorbed any incident wave and did not reflect it into the grid. The bottom boundary was fixed vertically

The lateral side pressure coefficient was set to 1 and vertical acceleration to 10 m/s^2 . The soil layer below the groundwater table at -60 m was considered as saturated with a permeability of 10^{-10} m/s and porosity of 0.5. The groundwater flow was allowed only after completing the excavation.

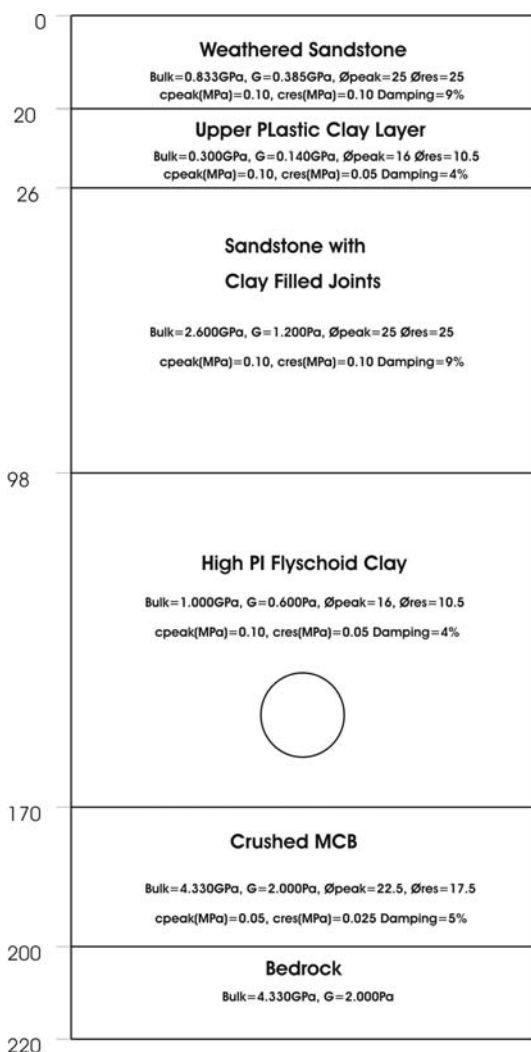


Figure 4. Soil profile and their parameters at chainage 63+550

3.4 Monodimensional Analyses

The design parameters in each layer were another important point in the seismic analyses. In addition to specifying the appropriate undisturbed shear modulus G_{max} , and shear wave velocity V_s , it is also important to account for degradation of shear modulus and increase in damping that accompanies cyclic shear strain. The undisturbed shear modulus for each layer was determined according to stiffness-strain relationships obtained from the pressuremeter tests or according to the shear wave velocities and effective stresses.

The ground responses resulting from the application of ground motions were obtained by computer program SHAKE91. Although Shake91 was a 1-D program and it could not account for the presence of the tunnel, results provides valuable insight pertaining to the ground response. As a result of SHAKE91 analyses, it was seen that, significant degradation of the shear modulus may occur within the flyschoid clay layer. Monodimensional analyses were performed on the soil column with the Finite Difference program FLAC to assess the compatibility of the FLAC model with SHAKE analysis and to define damping ratio and Young modulus by confronting the shear stress and strain attained in the model. In this analysis the mechanical parameters, stresses and groundwater conditions were initialized and earthquake for three different cases was applied as acceleration record at the base of the model. The analysis gave the shear strain histories, shear stress at different depths and plastic zones after the earthquake. One of the results of monodimensional analyses was the plots of the degraded G/G_{max} profiles with depth for three strong ground motions (Figure 5). Analyses indicated that Loma Prieta earthquake gave the most severe in terms of attained shear strains.

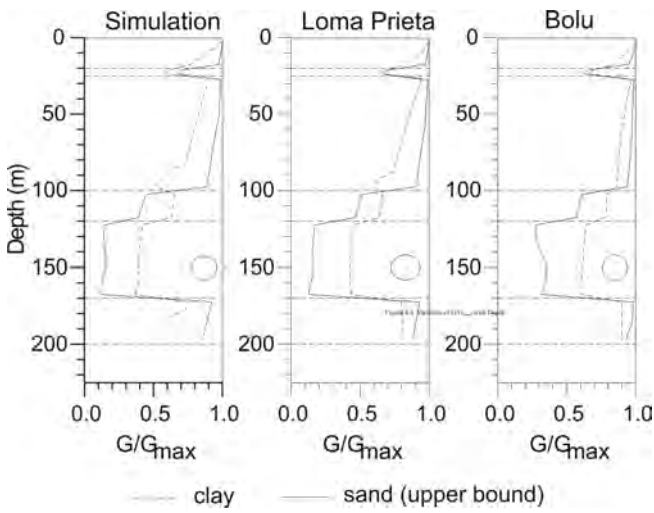


Figure 5. Variation of G/G_{max} with depth for flyshoid clay layer (Lombardi 2001)

3.5 2 Dimensional FLAC Analyses

With seismic screening, sections at Km: 63+400 and 63+680 were assessed as critical and finite element analyses were performed with FLAC for both support classes of Option 3 and 4.

Layering and parameters of soil, groundwater conditions and boundaries were same as defined in the former parts of the paper. The design philosophy was same that outer linings might reach to yielding threshold while inner lining will be able to withstand earthquake by remaining elastic.

Static stress state for $K=1$ and groundwater situation were initialized before excavation. Tunnel was excavated in nondrained condition (no drainage). For long term equilibrium of tunnel groundwater pressure was allowed. The disturbed soil around the tunnel was modeled by reducing the compressibility modulus to 80 % of the original. Ground motion was applied to the base of the mesh as velocity.

3.5.1 Support Class Option 3

Figure 6 shows the cross section of Option 3. The calculation steps for support class Option 3 and explanations are given in Table 2.

At dynamic analysis the most critical results were obtained from Loma Prieta earthquake. Higher bending moments were concentrated and the bottom of the crown at the invert junction. The histories for loads at the linings

and invert were determined and reinforcement was designed accordingly. The reinforcement was concentrated in this zone at the inner part of the section, while at the top of the crown a lighter reinforcement was adopted. To increase the ductility of bernold and inner lining a light steel fiber dosage was suggested.

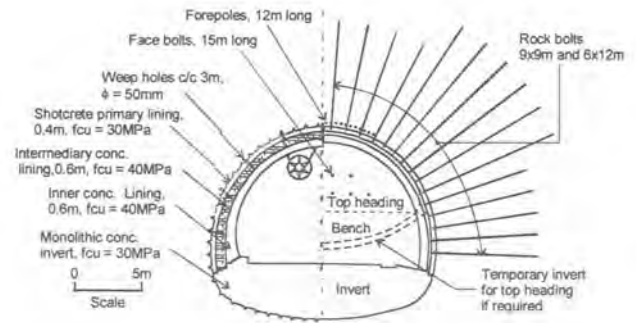


Figure 6. The cross section of support class Option 3. (Tokgözoğlu, F. & Işık, S., 2002)

Table 2. Formulations for the determination of maximum seismic loads

STEPS OF ANALYSIS FOR OPTION 3		
Step	Type of Analysis	Explanation for the analysis
1	Static undrained	Initialization of hydrostatic stress state, groundwater table
2		Excavation of top heading
3		Installation of shotcrete lining with 50 cm thickness and temporary invert
4		Installation of intermediary lining with 60 cm thickness
5		Installation of the final lining with 60 cm thickness
6		Drainage, long term static stress state after excavation
7	Static drained	Reduction of the compressibility in plastic zone to model the disturbance with excavation
8	Dynamic undrained	Application of Bolu record from step 11
9		Application of simulated record from step 11
10		Application of Loma Prieta from step 11

3.5.2 Support Class Option 4

Figure 7 shows the cross section of Option 3.

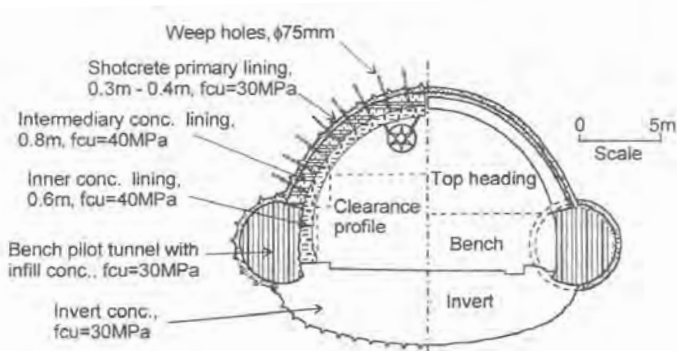


Figure 7. The cross section of support class Option 4. (Tokgözoğlu, F. & Işık, S., 2002)

The calculation steps for support class Option 4 and explanations are given in Table 3.

As the analysis for Option 3 the most critical results were obtained from Loma Prieta earthquake. It induced an offset of 15 cm. Results showed that permanent loads arise in inner lining due to the earthquake and reinforcement in inner lining shall allow withstanding those loads. The reinforcement at the invert for static loading was also adequate for dynamic loading. To increase the ductility of bernold and inner lining a light steel fiber dosage was suggested.

Table 3. Formulations for the determination of maximum seismic loads

STEPS OF ANALYSIS FOR OPTION 4		
Step	Type of Analysis	Explanation for the analysis
1	Static undrained	Initialization of hydrostatic stress state, groundwater table
2		Excavation of bench pilot tunnel
3		Backfilling of bench pilot tunnel with concrete
4		Excavation of top heading and installation of temporary invert

Table 3. Continue

5	Static undrained	Installation of shotcrete lining with 30 cm thickness
6		Installation of intermediary lining with 80 cm thickness
7		Excavation of the invert
8		Concreting of the monolithic invert
9		Installation of the final lining
10	Static drained	Drainage, long term static stress state after excavation
11	Dynamic undrained	Reduction of the compressibility in plastic zone to model the disturbance with excavation
12		Application of Bolu record from step 11
13		Application of simulated record from step 11
14		Application of Loma Prieta from step 11

4 CONCLUSION

Ground motions with high intensity induce permanent loads to tunnel lining in soft rock/soil conditions. Simplified methods and detailed analyses enable to perform the first evaluations and seismic design respectively. In Bolu Tunnel loading to the tunnel lining due to the ground motion was carried by reinforcement so that the thickness of the lining was kept constant through the tunnel. Results of the dynamic analyses showed that, the reinforcement in inner lining for option 4 was adequate for dynamic loading. On the other hand, new reinforcement design was made for inner lining for option 3, especially taking into consideration the concentrated moments at the bottom crown at the invert junction. Additionally a light steel fiber dosage was used in bernold and inner lining for both support systems in order to increase ductility.

REFERENCES

- FHWA Manual, 1999, Seismic Retrofitting Manuals for Highway Systems, Volume III
- Lombardi, 2001, Bolu Tunnel Detailed Seismic Analyses Report and Annexes
- Lombardi, 2002, Bolu Tunnel Re-Alignment at Strech 2E Underground Tunnel Seismic Screening
- Tokgözoğlu, F., Işık, S., 2002, Seismic Consideration of Bolu Tunnels after Düzce Earthquake, International Conference, Workshop and Exhibition on Tunneling and Underground Space Use.
- Yüksel-Rendel Report, 2000, Stiffness Strain Relationship from Pressuremeter Tests

Düzce Depremi Sonrasında Bolu Tüneli'nde Meydana Gelen Göçüğün Statik ve Dinamik Olarak Değerlendirilmesi

Static and Dynamic Evaluation of the Bolu tunnel Collapse Due to the Düzce Earthquake

Ebu Bekir Aygar

Atac Mühendislik, Müşavirlik, İnşaat, Madencilik Sanayi ve Tic. Ltd. Şti., Ankara

Bahtiyar Ünver

Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara

Orhan Şimşek

Sial Yerbilimleri Etüd ve Müşavirlik Ltd. Şti., Ankara

ÖZET Bolu Tüneli, Kuzey Anadolu Fay Hattı anakolu ile Düzce Fayı arasındaki tektonik bloktan geçmektedir. Tünelin Batı tarafı kristalen temel kayaları içinde açılmış olup Doğu tarafı (Elmalık girişi) tarafı ise sedimenter kayalar içinde açılmıştır. Bu iki birim, tünel kotunda Bakacak fayı ile sınırlanmaktadır. Tektonizma, Elmalık girişi tarafındaki sedimenter birimleri daha fazla etkilemiştir.

12 Kasım 1999 yılında meydana gelen Düzce depremi sonucunda Bolu Tüneli Elmalık girişinde göçük meydana gelmiştir. Meydana gelen göçük sonucunda tünelin bu bölümü terkedilmek zorunda kalınmış ve yeni bir bypass güzergahı oluşturularak tünel kazısı tamamlanmıştır. Depremden sonra yapılan detaylı jeolojik ve jeoteknik çalışmalar bu bölümde meydana gelen göçüğün temel nedeninin, tünel üzerinde bir fay hareketinin değil, statik durumda deformasyonların zor kontrol edildiği ve sönmülenmesinin uzun zamanlar almasından dolayı bu bölüme gelen büyük deprem yükünü taşıyamamasından kaynaklandığı kanısına varılmıştır.

Tünellerde yapılan jeolojik, jeoteknik ve arazi araştırmaları ile beraber FLAC^{3D} programı ile statik ve dinamik analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda moment ve kuvvetlerde artış meydana gelirken tünel duraylılığı açısından ciddi bir sorun teşkil etmediği görülmüştür.

ABSTRACT Bolu Tunnel is located in a tectonic blok, which is located between Main Zone of North Anatolian Fault Zone and Düzce Fault. Western portal of tunnel is excavated through metacrystalline basement, while Elmalık portal side is made up of sedimenter rocks. Young tectonizm has more affected the Elmalık side than Asarsuyu portal side (Western Portal).

The 12 November, 1999 Düzce earthquake significantly damaged the Elmalık portal side of Bolu Tunnel, partially collapsed due to strong ground shaking. A new alignment has been constructed to by pass the collapsed section. In the basis of detailed geological and geotechnical study, the reason for the collapse is not because of fault rupture on the tunnel but due to additional loading by a strong ground shaking on the tunnel section where the radial deformation was already quite large due excavation in poor ground conditions.

Considering the geological and geotechnical model of the tunnel section, the static and dynamic analyses were made using FLAC^{3D}. As results of analyses, while the moment and the forces increases, no considerable problem in terms of tunnel stability was observed.

1 GİRİŞ

Son dönemlerde dünya ve ülkemizde meydana gelen depremlerin yeraltı yapılarına özellikle sığ tünellere olan etkisi büyük olmuştur. İstanbul-Ankara otoyolu arasında kalan Bolu Tüneli, Düzce depreminden büyük ölçüde etkilenmiş ve tünellerde göçük meydana gelmiştir. Bunun sonucu olarak tünellerin Ankara istikametinde yer alan Elmalık girişi yaşanan göçükten dolayı terk edilmek zorunda kalınmıştır.

Bu çalışmada, 12 Kasım 1999 Düzce depremi sonrasında Bolu Tüneli'nde meydana gelen göçük ve göçüğün temel nedeninin deprem olup olmadığı, Bolu Tüneli'nde yapılan jeolojik ve jeoteknik araştırmalar ile depremin temel nedeninin belirlenmesi, kazı aşamalarının tüneller üzerinde etkisi, FLAC^{3D} programı ile statik ve dinamik analizler yapılarak Bolu Tüneli'nin duraylılığının araştırılması, ivme ve frekans değişimlerinin tüneller üzerinde etkisinin incelenmesi temel amaçlarını oluşturmaktadır.

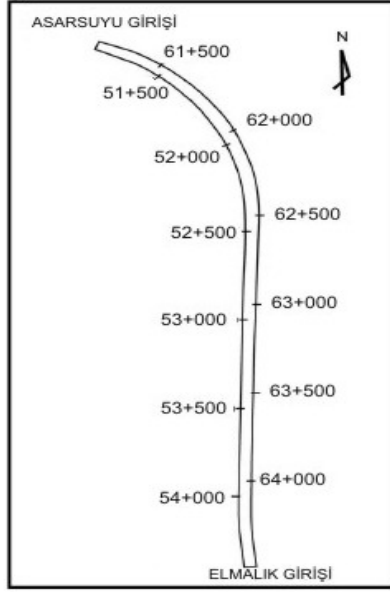
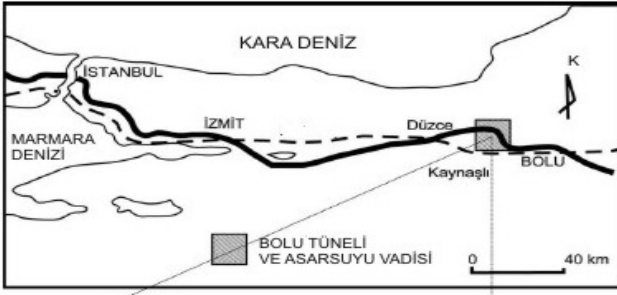
2 BOLU TÜNELİ

Bolu Tüneli İstanbul-Ankara Otoyolu geçkisinde, her biri üç şeritli iki tünelden meydana gelmektedir. Asarsuyu (İstanbul) tarafından 16/04/1993, Elmalık (Ankara) tarafından ise 24/06/1994 tarihinde kazı işlemlerine başlanmıştır. Tünel kazısı 2006 yılında bitirilmiş, 2007 yılında da trafiğe açılmıştır (Şekil 1). İki tünel arasında genişliği yaklaşık 50 ile 60 m arasında değişen topuk bırakılmıştır. Tüneller çoğunlukla 100-150 m zemin örtüsü altında olmakla birlikte en yüksek örtü kalınlığı 250 m'dir. Zemin koşullarına, kaplama kalınlığına ve deformasyonlara bağlı olarak tünel kazı aynasının alanı 133 m² ile 260 m² arasında değişmektedir. Eşdeğer kazı çapları ise 13 - 18.2 m arasındadır. Tünellerin bitmiş hali, beton kaplamasının iç yüzeyi yatay açıklık olarak 14.0 m ve yükseklik olarak da 8.60 m'dir (Şekil 2).

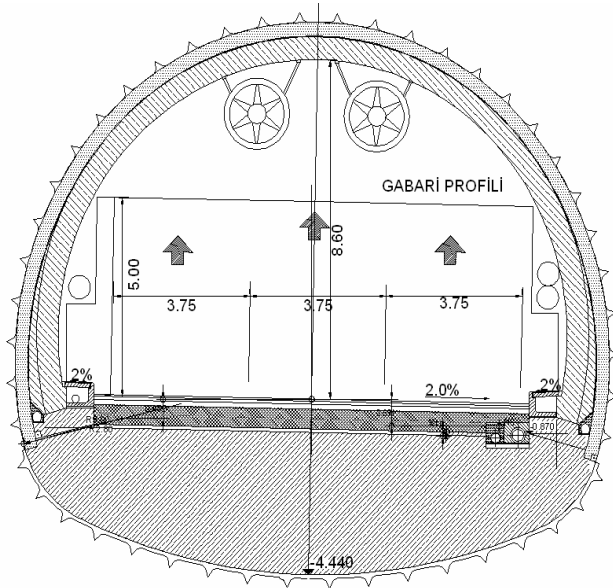
Orijinal tünel tasarımı, Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) prensiplerine göre yapılmıştır. Bolu Tünelleri'nde kazı işlemlerine başlanması ile beraber tünel kazısı süresince pek çok sorun ile karşılaşmıştır.

Yaşanan problemler, destek sistemlerinin zemin yükünü taşıyamaması ve tüneli çevreleyen zeminde kemerlenmenin meydana gelmemesinden kaynaklanmıştır. Bolu Tünelinde projelendirme aşamasında yapılan jeolojik ve jeoteknik araştırmalar sonucunda belirlenen jeolojik koşullar ile tünel kazısı sırasında karşılaşılan jeolojik koşullar birbirine benzer olmasına karşın, bu birimlerin tünel açımı esnasındaki davranışları oldukça farklıdır. Bu farklılık nedeni ile kazı esnasında destek sistemleri sürekli yenilenmiştir. Özellikle killi fay zonu ile filiş serilerinde yapılan kazılar sonucunda destek sistemlerinde büyük hasarlar meydana gelmiştir. Deformasyonlar toleransın 4, 5 katına kadar çıkmış, bunun sonucunda da tünellerde kısmi göçükler oluşmuştur. 1998 yılından itibaren orijinal tünel tasarımından büyük çaplı değişiklikler yapılmıştır. Yapılan yeni projeler NATM prensiplerinin tamamen dışında oluşturulmuş ve zemin özelliklerine bağlı olarak farklı tünel tasarımı ve yöntemleri geliştirilmiştir (Aygar, 2000). Bu yöntemler seçenek 3 (Bernold kaplaması) ve seçenek 4 (alt yarı pilot tünel yöntemi) olarak adlandırılmıştır.

Seçenek 3 ve 4 olarak belirtilen destek sistemleri ile kazı işlemlerine devam edilirken 12 Kasım 1999 Düzce depremi meydana gelmiş ve tünellerin Elmalık tarafında göçük oluşmuştur. Elmalık tarafında meydana gelen göçük tünellerin iç kaplamasının yapılmadığı kısımlarda olduğu ve iç kaplaması yapılan yaklaşık 400 metrelik kısımda bir hasar meydana gelmediği görülmüştür (Aygar, 2007). Tünelin Asarsuyu tarafında ise ciddi bir sorunla karşılaşılmamış tünellerde yerel olarak püskürtme betonda dökülmeler ve çatlaklar oluştuğu belirlenmiştir. Yapılan arazi çalışmalarından sonra Bolu Tüneli'nde tekrar kazı işlemine başlanması için çeşitli seçenekler düşünülmüştür. Meydana gelen göçüğün geçilmesi işleminin yeni açılacak olan girişe göre hem zaman hem de maliyet açısından daha büyük olacağı belirlenmiştir. Bu nedenle yeni bir geçki belirlenmiş ve kazı işlemine Elmalık tarafından başlanmıştır.



Şekil 1. Bolu Tüneli yerbulduru haritası



Şekil 2. Bolu Tüneli en kesiti

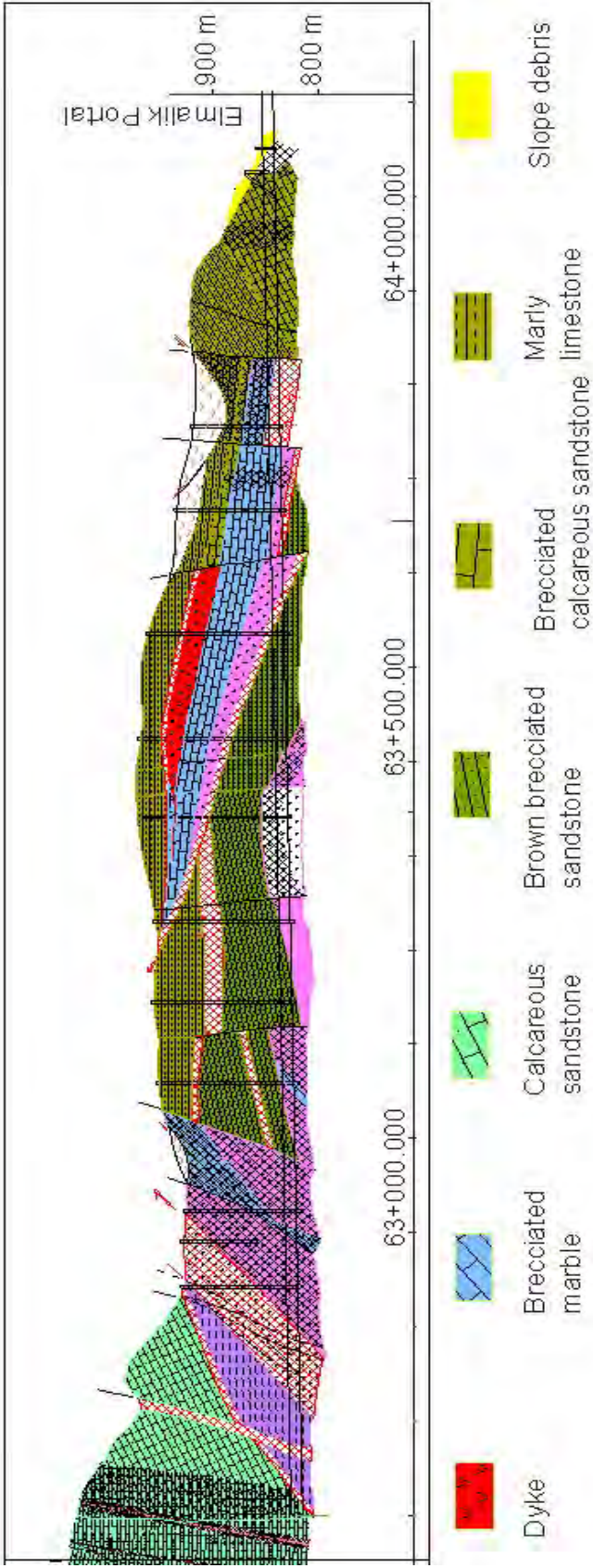
2.1 Bolu Tüneli Jeolojisi

Bolu Tüneli oldukça fazla tektonizmaya uğramış kaya dizilerinde açılmıştır. Bu bölgedeki ana fay sistemleri 1. derecede aktif sismik faylar olarak sınıflandırılmaktadır. Zemin genellikle killi ortamlar içerisinde yarı-köşeli sert malzeme bloklarından oluşmaktadır. Killi ortamların yoğunluğu

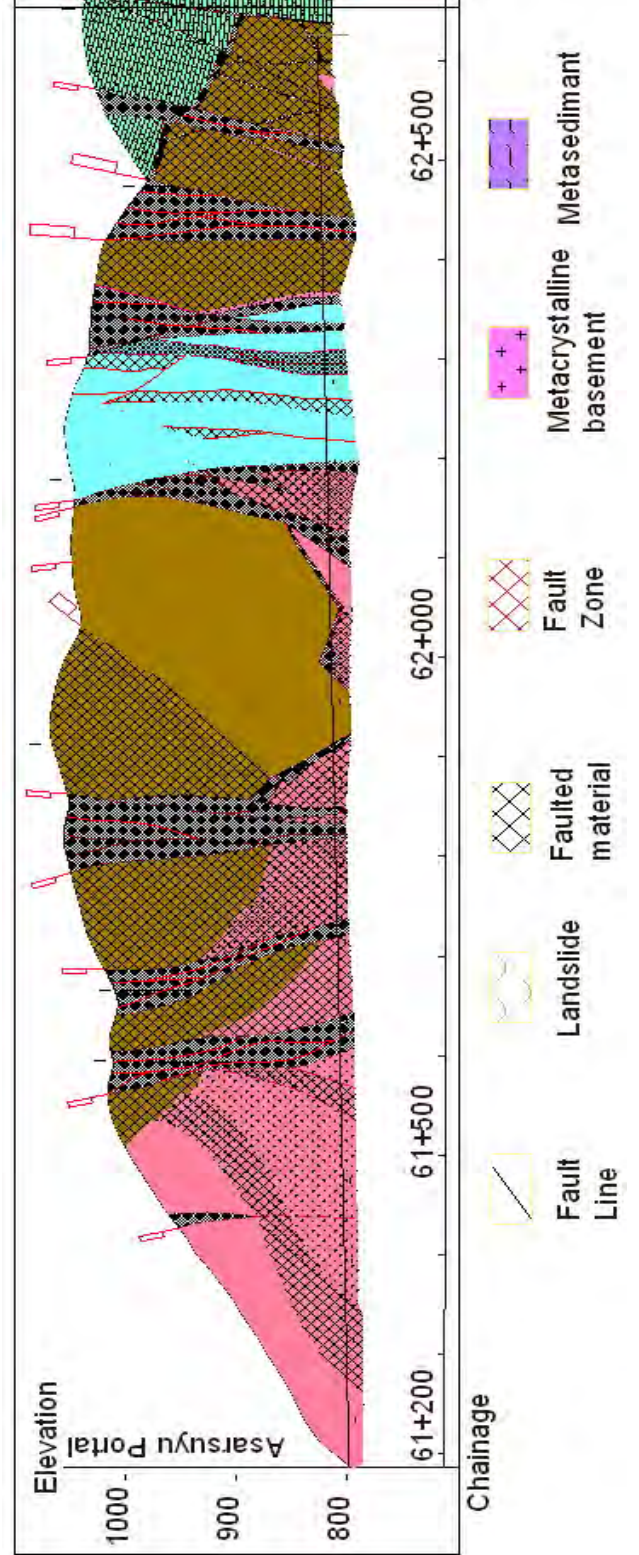
değişik jeoteknik birimlerde farklılıklar göstermektedir. Killi ortamlardaki hacimsel oran % 30 ile %100 arasında değişmektedir. En kötü zemin koşullarını taşıyan bazı bölümler, içerisinde hiç sert zemin bulundurmayan sürekli fay kilinden oluşan formasyon dizilerinden oluşmaktadır. Tünel geçkisi üzerinde kalınlığı 50 m'yi bulan bu gibi zayıf formasyonlarla karşılaşmıştır. Kuzey Anadolu fay sisteminin etkisinde olan bölgede en genç tektonik yapılar doğal olarak düşey ve düşeye yakın eğimlidirler (Şimşek, 2002).

Bolu tuneli boyunca karşılaşılan birimleri iki gruba ayırarak incelemek mümkündür. 1. Grup: Asarsuyu grubu olarak adlandırdığımız bu grup tünel Asarsuyu portalı (İstanbul tarafı) ile Bakacak fay zonunun tüneli kestiği km 62+800'e kadarki alanı kapsamakta olup metakristalen temel kayaları ile onu düşük açılı tektonik dokanakla örten metakristalen temel kayalarından oluşmaktadır. İkinci grup ise Elmalık grubu olup Tersiyer yaşlı filiş istifi alttaki kristalen temel kayalarını yine tektonik dokanakla örtmektedir. Bu iki grup arasında ise Bakacak fayı yer almaktadır. Bu fay, tüneli yaklaşık 200m genişliğinde bir zonda etkilemektedir (Şekil 3).

Bolu tüneline olumsuz kazı koşullarını oluşturan yapı alttaki kristalen temel ile üstteki sedimenter seri arasındaki düşük açılı fay zonudur. Tünel kotu genelde, ya bu zon içinde yada civarından geçmiştir. Bu olumsuz nedenler tünellerde aşırı ve beklenmedik ani deformasyonlara neden olmuştur. Bu iki grup arasında bulunan Bakacak fay geçişi Lettis vd. (2000), tarafından yapılan çalışmalar ve hazırlanan rapor neticesinde bu fayın yaklaşık 10 ile 15 km uzunluğunda olduğu ve Bolu Tüneli'ni 200 m genişliğinde bir zon ile etkilediğini belirtmişlerdir. Bu kısımdaki fayın yönelimi yaklaşık olarak doğu-batı yönündedir ve tünel geçkisini km: 62+800 ile 63+000 arasında (sol tünel) neredeyse dik bir açıda kesmektedir. Bu faylar enkesitler üzerinde kuzeye dalma açılıdır ve sol tünelde 75 m genişliğinde ve sağ tünelde ise 91.5 m genişliğinde bir fay kili malzemesi ile tüneli kesmektedirler (Şekil 4).



Şekil 3. Bolu Tüneli Elmalık girişi jeolojisi (Şimşek, 2002)

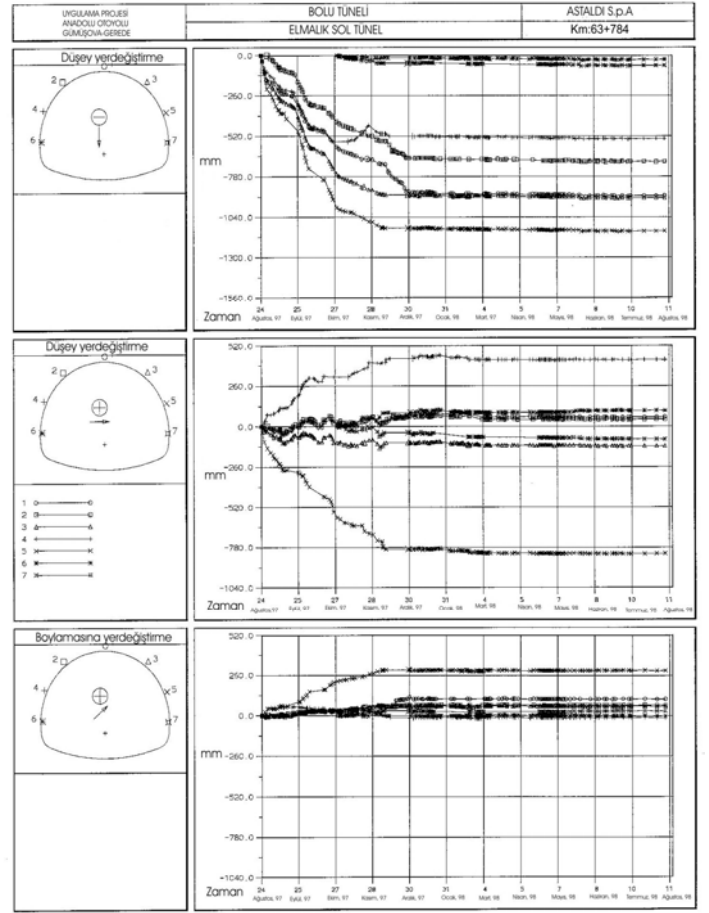


Şekil 4. Bolu Tüneli Asarsuyu girişi jeolojisi (Şimşek, 2002)

Tünel güzergahını yaklaşık 62+800 ile 63+000 arasında kesen fay zonu kırmızı renkli yüksek plastik fay kili özellikli olup büyük oranda kaygan yüzeylere sahiptir. Yapılan süreksizlik analizlerinde iki ana süreksizlik takımı belirlenmiştir. Bu süreksizlik takımlarının eğim/eğim yönü 358/36 ve 354/65 değerleri şeklindedir (Şekil 5). Bu süreksizliklerin iki farklı tektonik

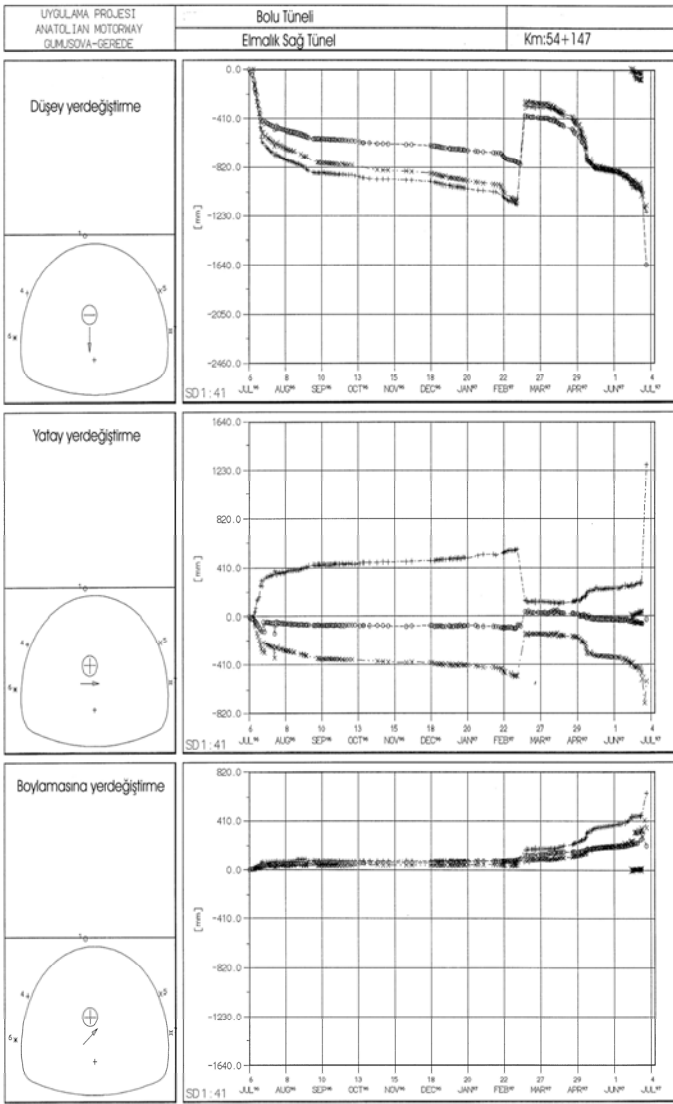
deformasyon ölçümleri bize bu bölüm hakkında net bilgi verebilecektir. Filiş serisi içerisinde yer alan km:63+784'deki ölçümlerde (Şekil 7) tünel üst yarı tavan kısmında (1 numaralı bölüm) 910 mm, üst yarı sol bölümde (2 numaralı bölümde) 700 mm, üst yarı sağ bölümde (3 ve 5 nolu bölümlerde) sırasıyla 910 mm ve 1150 mm düşey yerdeğiştirme oluşmuştur. Bu bölümde meydana gelen yatay yerdeğiştirmeler ise, tünel sol bölümünde (4 nolu bölüm) 420 mm, sağ bölümünde ise (5 nolu bölüm) 820 mm yatay yerdeğiştirme meydana gelmiştir. Killi fay zonu içerisinde yer alan km:54+147'deki ölçümlerde ise, tünel üst yarısında tavan kısmında 1 numaralı bölümde 1640 mm, tünel üst yarı sol ve sağ bölümlerinde (4 ve 5 numaralı bölüm) 1230 mm düşey yerdeğiştirme meydana gelmiştir. Bu bölümde meydana gelen yatay yerdeğiştirmeler ise 41 cm düzeyinde oluşmuştur. Elmalık sağ tünelde km 54+147 de yapılan ölçümler Şekil 8'de gösterilmektedir. Bir anlamda tünelde duraylılık sağlanamamış ve yerdeğiştirmeler dönem içinde artarak devam etmiştir.

Ayrıca tünel etrafındaki plastik bölge hakkında fikir elde edebilmek için Elmalık sol tünelde km:64+035'de yapılan ekstensometre ölçümleri Şekil 9'da verilmektedir. Şekil 9'da tünel tavama yerleştirilen 6,9 ve 12 m uzunluğundaki tek noktalı ekstensometre ölçümleri incelendiğinde meydana gelen yerdeğiştirmeler, tünel tavanında 12 m'lik bir bölümden itibaren devam ettiği görülmektedir. 6 m uzunluğundaki ekstensometre toplam 7 cm, 9 m uzunluğundaki ekstensometre 5.8 cm ve 12 m uzunluğundaki ekstensometrede 2.5 cm'lik bir yerdeğiştirme meydana gelmiştir.

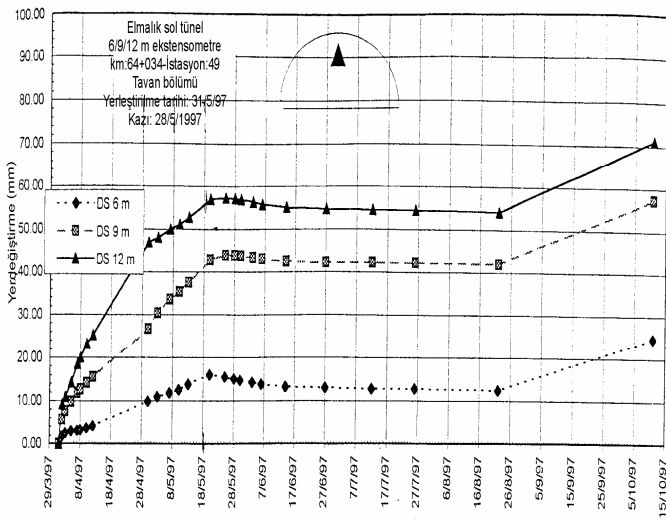


Şekil 7. Elmalık sol tünelde km:63+784'de yapılan yerdeğiştirme ölçümleri (Astaldi, 1998)

Elde edilen yerdeğiştirme sonuçlarından anlaşılacağı gibi, tünel depremden önce ciddi bir duraysızlık problemi ile karşılaşmıştır. Statik anlamda tünellerde duraylılık sağlanamamış olup yerdeğiştirmeler 1640 mm'ye kadar çıkmıştır. Bu sorunlar tünelin yaklaşık 500 m'lik bir bölümünde devam etmiş ve tüneli bir bütün olarak etkilemiştir. Bu bölümlerde yaşanan sorunlar devamlı olarak güçlendirme, tamirat ve destek sınıflarında revizyonları getirmiştir. Düzce depreminde göçüğün meydana geldiği Elmalık sol tünelde, deprem öncesinde yapılan kuvvetlendirme çalışmaları Şekil 10'da verilmiştir.



Şekil 8. Elmalık sağ tünelde km:54+147'de yapılan yerdeğiştirme ölçümleri (Astaldi, 1998)



Şekil 9. Elmalık sol tünelde km:64+035'de tavan bölümünde yapılan ekstensometre ölçümleri (Astaldi, 1998)



Şekil 10. Elmalık sol tünelde deprem öncesi yapılan kuvvetlendirme çalışmaları

3 BOLU TÜNELİ İÇİN YAPILAN STATİK ÇÖZÜMLEMELER

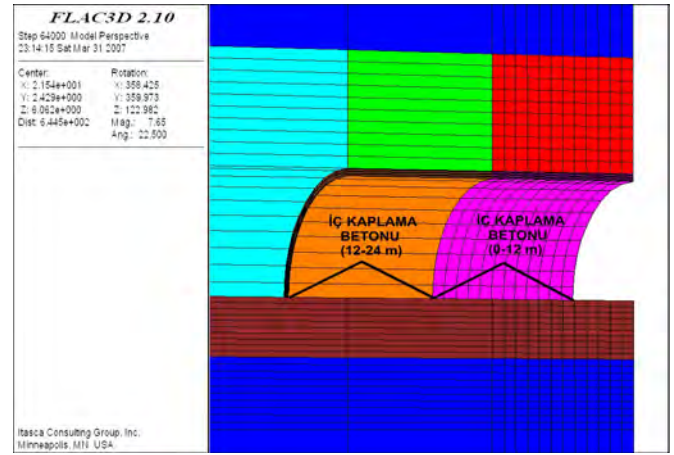
Sayısal analizlerde $FLAC^{3D}$ programı kullanılmıştır. Analizlerde yeni güzergah üzerinde yer alan filiş serisi seçilmiştir. Filiş serisi içinde geçilen bölüm tünelin Elmalık girişine yakın kısmında olup km:63+910 ile 64+120 arasında yer almaktadır. Tünelin bu bölümü, temelde düşük plastik özellik gösteren filiş serisinde kazısı yapılmış olup kıltaşı, kumtaşı ve marnlı kireçtaşı içermektedir. Marnlı kireçtaşı ve bireşik kalkerli kumtaşı az dereceden orta dereceye kadar bozunmuş, zayıftan orta dereceye kadar değişen dayanıma sahiptir. Kıltaşı tabakaları ise yüksek oranda bozunmuş ve oldukça zayıf özelliklere sahiptir ve bloklu malzeme ile ince matriksler halindedir. Matriks, toplam kütleinin % 20 ila 40'ını oluşturmaktadır. İnce matriksler killi kumlu silt yapılarından oluşmaktadır. Bu bölümün kazısı CM45 destek sınıfı ile tamamlanmış olup sayısal modelleme analizlerinde de bu destek sınıfı kullanılmıştır. Filiş serisine ait zemin parametreleri aşağıda verilmektedir:
İçsel sürtünme açısı (doruk/artık): $25^{\circ}/17^{\circ}$
Kohezyon (doruk/artık): 100/50 kPa
Elastisite Modülü: 493.4 MPa
Poisson oranı: 0.3
Birim Hacim Ağırlık: 22 kN/m³

Statik çözümler için $FLAC^{3D}$ programı ile oluşturulan modellerde tünel kazı ve destek sistemleri modellenmiştir. Modelleme sonuçları değerlendirilerek tünelde meydana

5. Tünelde üst yarı, alt yarı ve taban kemeri kısımları arasında gerçek uygulamaya paralel olarak tünel ekseninde 60 metre mesafe bırakılarak yapılmıştır. Modelleme başlangıcında bu mesafeyi oluşturmak için sol tünelde ilk 40 m'lik kısımda üst yarı ve alt yarı bölümlerinde kazı ve desteklerin yapıldığı varsayılarak modelin bu bölümü boşaltılmış ve destek elemanları yerleştirilmiştir. Aynı şekilde sol tünel üst yarı bölümünde 40 ile 60'ncı m'lerde kazı ve destek işleminin yapıldığı, ayrıca taban bölümünde ise ilk 36 m'lik bölümün kazı ve betonun tamamlandığı varsayılarak modele girilmiştir. Böylelikle sol tünel üst yarıda 60. m'ye, alt yarıda 40. m'ye ve taban da 36. m'ye kadar kazı ve destek elemanları modele girilmiştir. Ayrıca sol tünelde ilk 12 m'lik bölümde iç kaplamanın yapıldığı düşünülerek modele uygulanmıştır. Böylelikle sol ve sağ tüneller arasında tünel ekseninde istenilen 60 m'lik mesafe sağlanmıştır. İnşaat aşamasında üst yarı ile alt yarı arasında 20 m mesafe bırakılmaktadır. Taban ile alt yarı arasındaki mesafe ise en fazla 4 m olmaktadır.
6. Kazı işlemleri, her bir kademede üst yarıda 1 m, alt yarı da 2 m ve tabanda 4 m olarak yapılmaktadır. Aynı kabuller model kazısı ve çözümü sırasında da yapılarak üst yarıda 1 m, alt yarıda 2 m ve tabanda da 4 m olarak devam edilmiştir.
7. Modelde kazı işlemleri tünelde yapılabilecek uygun olarak sol tünelde üst yarıda 60. m den başlayarak 1'er m'lik kazılarla 66. m'ye kadar 6 aşamada, alt yarıda 40. m'den 46. m'ye kadar 2 şer m'lik kazılarla 3 aşamada, taban bölümünde ise 36. m'den 44. m'ye kadar 4'er m'lik kazılarla 2 aşamada yapılmıştır. Ayrıca sol tünelde 12 ile 24. m'ler arasında iç kaplama yapılmıştır (Şekil 14). Sol tünelde kazı işlemleri bitirildikten sonra sağ tünelde kazı işlemlerine başlanmıştır. Üst

yarıda ilk 10 m'lik bölümün kazısı 1'er m'lik kazılarla 10 aşamada, alt yarıda ilk 8 m'lik bölümün kazısı 2'şer m'lik kazılarla 4 aşamada ve taban bölümünde ise ilk 8 m'lik bölümün kazısı 4'er m'lik kazılarla 2 aşamada bitirilmiştir.

8. Modelde kazı aşamaları, püskürtme beton kaplaması, kaya saplamaları, ve iç kaplama modellenmiştir.

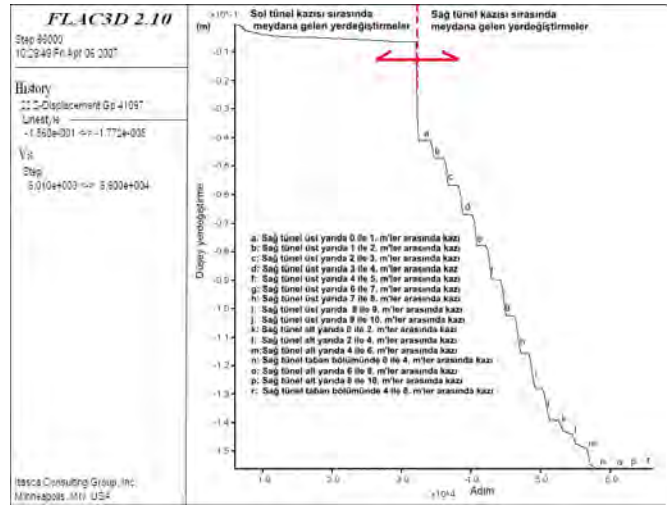


Şekil 14. Modelleme çalışmasında sol tünel için uygulanan iç kaplama betonu

Modelin çözdürülmesi toplam 29 aşamada tamamlanmış olup, her aşamada tünel üzerinde belirlenen noktalarda yerdeğiştirme ve gerilme grafikleri adıma bağlı olarak kaydedilerek yerdeğiştirme-adım grafiği ile gerilme-adım grafikleri çizdirilmiştir.

Yapılan analizlerin sonucuna bakıldığı zaman kazı işlemleri ile beraber sol tünelde seçilen bölümlerde (üst yarı, alt yarı ve taban) değişimlerin devam ettiği gözlenmiştir. Sol tünelde kazı işlemlerinin durması ve sağ tünelde kazı işleminin başladığı durumda ise, sol tünelde değişimlerin durduğu gözlenmiştir. Bir anlamda tüneller arasında bırakılan mesafenin yeterli olduğu görülmüş ve tünellerin birbirine etkisinin olmadığı anlaşılmaktadır. Tünelde meydana gelen değişimler sınır değerler içerisinde kalmıştır. Tünelde yapılan kazı aşamaları ve destek sistemleri ile tünel duraylılığı sağlanmıştır. Kazı aşamalarının tamamlandığı son durumda, sol tünel üst yarıda toplam 9 cm'lik bir yerdeğişim meydana gelirken sağ tünel üst yarıda ise 16 cm'ye yakın bir yerdeğişim gözlenmiştir. Alt yarıda ise 1 cm civarında yatay yerdeğiştirme meydana gelmiştir. Şekil

15'de sol tünel 62. m tünel tavanında meydana gelen düşey yerdeğiştirme, Şekil 16'da sol tünel 42. m'de tünel alt yarı bölümünde meydana gelen yatay yerdeğiştirme ve Şekil 17'de ise sağ tünel 2. m'de tünel tavanında meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler adımı bağı olarak verilmektedir. Bu grafiklerden kazı aşamalarına göre tünelde meydana gelen değişimlerde görülebilmektedir.

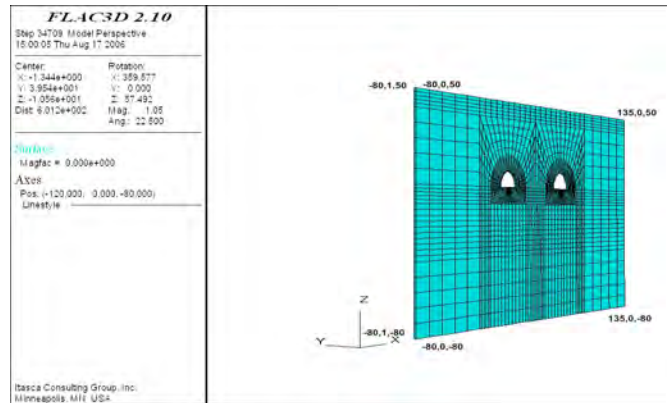


Şekil 17. Sağ tünel üst yarı 2. m'de tünel kazı aşamalarına bağı olarak meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler

4 DİNAMİK ANALİZLER

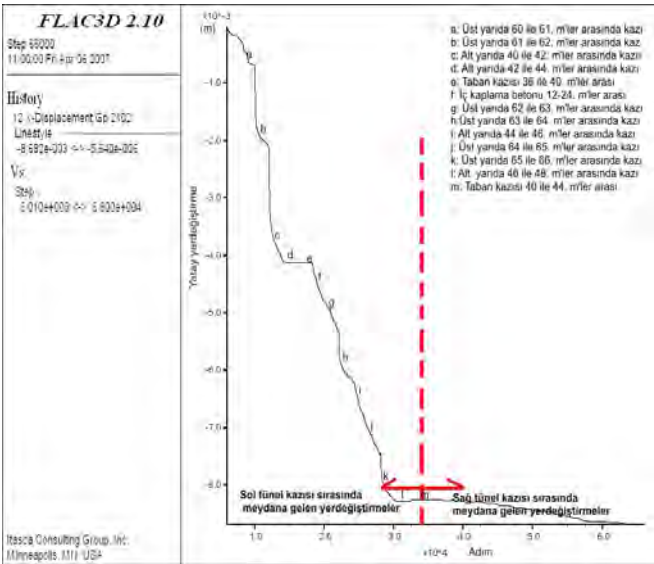
Statik analizlerin tamamlanmasından sonra aynı bölge için dinamik analizler yapılmıştır. Dinamik analizlerde, statik analizlerde kullanılan 3 boyutlu model kullanılmamıştır. Zira çözümleme süresi çok uzun sürmesinden dolayı, düzlem deformasyon koşulunu da sağlaması için, tünel kazı yönünde 1 m alınarak analizler yapılmıştır (Şekil 18).

Farklı ivme ve frekans değerlerine sahip olan sismik dalga, modele tabandan uygulanmıştır. Bu bölümde en büyük ivme değeri Erdik ve Yılmaz (2000) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır. Yaptıkları çalışmada 2000 yıllık bir oluş periyoduna göre 0.81 g ivme değerini hesaplamışlardır. Bundan dolayı farklı ivme değerlerinde ne tür bir değişim olduğunu görebilmek amacıyla Çizelge 1'de verilen dört ivme ve her ivme için üç farklı frekans değeri seçilmiştir.



Şekil 18. Dinamik analizlerde kullanılan yeni model (y eksenini 1 m kabul edilmiştir)

Şekil 15. Sol tünel üst yarı 62. m'de tünel kazı aşamalarına bağı olarak meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler

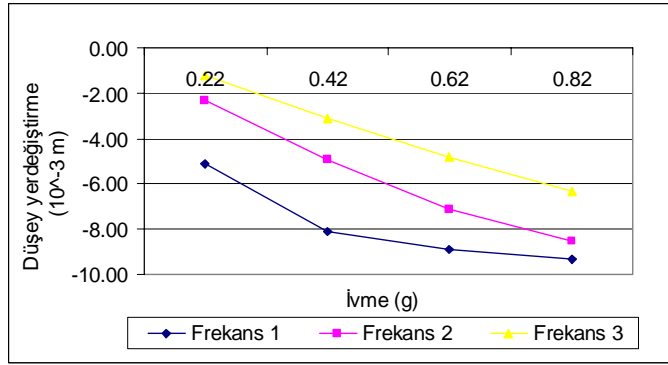


Şekil 16. Sol tünel alt yarı 42. m'de tünel kazı aşamalarına bağı olarak meydana gelen yatay yerdeğiştirmeler

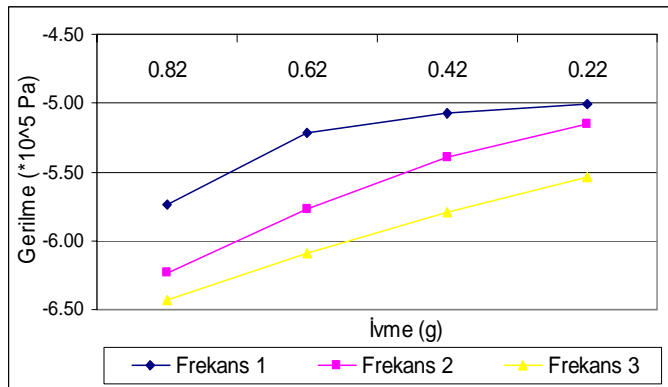
Çizelge 1. Analizlerde kullanılan ivme ve frekans değerleri

Bölüm	Uygulanan Dalga Özellikleri	
	İvme (g)	Frekans (f) Hertz
Filiş Serisi	0.82	3
	0.66	2
	0.44	1
	0.22	

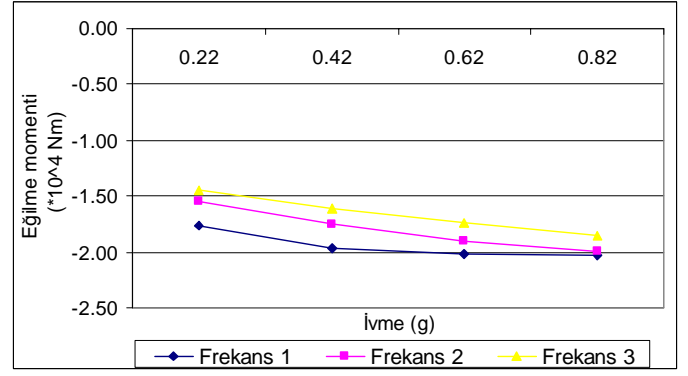
Modele dalga tabandan uygulanmıştır. Analizlerde her bir ivme değerinde 3 farklı frekans değeri için dinamik analizler yapılmıştır. Yapılan analiz sonuçlarının değerlendirilmesi için tünelde belirlenen noktalardaki yerdeğiştirme, gerilme, moment ve makaslama kuvveti değerleri incelenmiş olup tünel tavanındaki değişimlere ait sonuçlar aşağıdaki şekillerde sunulmaktadır.



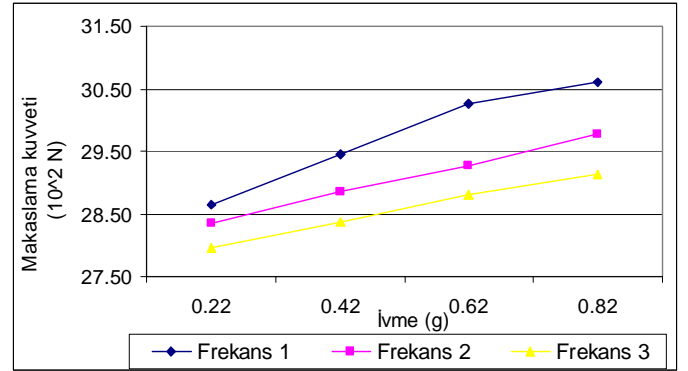
Şekil 19. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen düşey yerdeğiştirme



Şekil 20. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen düşey gerilme



Şekil 21. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen eğilme momenti



Şekil 22. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen makaslama kuvveti

Filiş serisi için yapılan dinamik analizler incelendiğinde aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır;

- İvme değeri arttıkça oluşan değişimler artmaktadır.
- Frekans değerinin artması ile meydana gelen değişimler azalmaktadır.
- Elde edilen sonuçlar modelde duraysızlık problemi yaratmamıştır. Zira statik olarak bu bölümlerde duraylılığın sağlandığı ve statik durumda deformasyonların sınır koşullar içinde kaldığı bilinmektedir.

5 SONUÇLAR

Yapılan çalışma sonucunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

- Zayıf zemin koşullarında büyük kesitli tünellerde (yüksek plastik özellik gösteren filiş serileri ile killi fay zonları) NATM uygulanabilirliği ortadan kalkmıştır. NATM'ın temel

ilkesi olan esnek dış kemer oluşturulması ile yerdeğiştirmelerin kontrol altına alınması ve bu aşamadan sonra taban betonu ve iç kaplamanın yapılması yaklaşımı zayıf zemin koşullarında geçerliliğini yitirmiştir.

ii. Düzce depreminin, tünellerde meydana gelen göçük üzerinde tetikleyici bir etkisi vardır. Göçük üzerinde, tahkimat ve zemin özelliklerinin daha ciddi bir etkisi olduğu bilinmektedir. Tünel boyunca iç kaplaması yapılan ve statik olarak duraylılığın sağlandığı kesimlerde büyük problemlerle karşılaşmadığı düşünöldüğünde bu görüşümüz doğrulanır nitelik kazanmaktadır. Tünelde göçüğün meydana geldiğı bölümde, depremden önce deformasyonların 1.5 m'yi aştığı ve bu kesimlerde devamlı olarak kuvvetlendirme ve tamirat işlemlerinin yapıldığı bilinmektedir. Karşılaşılan bu sorunlar nedeni ile destek sistemlerinin yükü taşıyamadığı ve zeminin tünel çevresinde yenilme durumunda plastik özellik gösterdiği anlaşılmaktadır. Ayrıca tünel boyunca Elmalık ve Asarsuyu girişlerinden itibaren yapılan gözlemler sonucunda, depremden sonra sadece Elmalık kesiminde filiş serisi ile fay zonunda göçüğün olduğu bilinmektedir. Bu kesimde deformasyonların sürdüğü ve iç kaplamanın da yapılmadığı bilinmektedir. Bununla beraber göçüğün olduğu Elmalık girişinde, tünelin iç kaplamasının yapıldığı ilk 300 m'lik kısımda bir sorun ile karşılaşılmamıştır.

iii. Elmalık girişindeki göçüğün temel nedeninin bir fay hareketinin değil, statik durumda deformasyonların zor kontrol edildiğı ve sönümlenmesinin uzun zamanlar almasından dolayı bu bölüme gelen büyük deprem yükünü taşıyamamasından kaynaklandığı kanısına varılmıştır. Göçüğün gerçekleştiğı bölümde deformasyonların 1.5 m'den fazla olması ve bu bölümde sürekli olarak tamirat ve güçlendirme çalışmalarına

rağmen yerdeğiştirmelerin önlenemediğı bilinmektedir (Aygarg, 2000). Statik halde yenilemeyen deformasyon üzerine gelen ilave deprem yükü ile beraber malzemenin ve desteklerin yenilerek göçüğün gerçekleştiğı görölmüştür. Meydana gelen göçük, depremin hemen sonrasında bir anda meydana gelmemiştir. Depremi izleyen 2 ila 3 gün içinde meydana gelen artçı sarsıntılarında etkisiyle tahkimatların yenilmesiyle tünelde göçüğün meydana geldiğı bilinmektedir.

KAYNAKLAR

- Aygarg,E, 2000, Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemine Kritik Bir Yaklaşım, Yüksek Lisans Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 276s.
- Aygarg,E, 2007, Bolu Tüneli Duraylılığının Statik ve Dinamik Analiz Yöntemleriyle İncelenmesi, Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 273s.
- Astaldi S.p.A, 1998, Bolu Tüneli'nde yapılan jeoteknik ölçüm sonuçları
- Astaldi S.p.A, 2003, Bolu Tüneli'nde yapılan jeoteknik ölçüm sonuçları
- Lettis W. & Associates Inc. & A.Barka, 2000, Geologic Characterisation of Fault Rupture Hazard, Gümüşova-Gerede Motorway project report.
- Şimşek O. 2002, Bolu Tunnel Re-Alignment At Stretch 2F Tunnel Section Geological and Geotechnical Report, IC Consulenter
- Tokgözoğlu, F. ve Işık, S., 2002, Bolu Dağı Tünelleri Proje ve Yapım Aşamaları, International Conference/Workshope & Exhibition on Tunnelling & Underground Space Use.